



Mariline Teixeira Candeias

Licenciada em Engenharia Civil

Estudo da Variação de K_0 com OCR em Areias

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil (Perfil de Estruturas e Geotecnia)

Orientador: Prof.^a Doutora Teresa Santana, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Filipe Santos, FCT-UNL

Arguente: Prof.^a Doutora Ana Maria Vieira, LNEC

Vogal: Prof.^a Doutora Teresa Santana, FCT-UNL



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro de 2012



Mariline Teixeira Candeias

Licenciada em Engenharia Civil

Estudo da Variação de K_0 com OCR em Areias

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil (Perfil de Estruturas e Geotecnia)



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro de 2012

Copyright Mariline Candeias, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

A concretização desta dissertação não teria sido possível sem a contribuição de várias pessoas, às quais devo-lhes os mais sinceros agradecimentos:

Em primeiro lugar, à minha orientadora, Prof.^a Doutora Teresa Santana, por toda a sua disponibilidade, atenção, orientação, ajuda na pesquisa de conteúdos bibliográficos, sabedoria e preciosos conselhos prestados. Acima de tudo pelo papel importante que desempenhou no decorrer desta dissertação, pela amizade, apoio e motivação.

Ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia, e respetivos docentes, pelos meios físicos e pedagógicos colocados à minha disposição.

Ao Prof. Doutor Jaime Santos, por ter cedido a areia Toyoura estudada neste trabalho.

À Prof.^a Doutora Ana Maria Vieira, pela sua disponibilidade e ajuda prestada.

Ao técnico de laboratório, Jorge, pela sua disponibilidade e colaboração nos trabalhos desenvolvidos em laboratório. E pela sua constante preocupação em contribuir no sucesso dos ensaios desenvolvidos.

Ao colega, Vitor, pela sua disponibilidade e auxílio prestado no decorrer dos trabalhos desenvolvidos em laboratório.

Aos meus pais, Salomé e Orlando, e à minha irmã, Vera, pelo papel importante que desempenham na minha vida, por todo o amor e carinho, pela educação que me deram, por todo o apoio e motivação. À minha avó, Laurinda, por todo o carinho e por todas as preocupações. Aos meus padrinhos, Cândida e Nelson, e primos, Nilson e Susana. Muito obrigada por me ouvirem, por me aconselharem e por apesar da distância tentarem estar sempre presentes.

Aos meus colegas de curso, António, Hugo e Ricardo, pelo companheirismo, pelas horas passadas a fio a trabalhar em conjunto, por todos os momentos difíceis, por todos os momentos de alegria... pela amizade inesquecível que fica.

À minha grande amiga, Sónia Marreiros, pela amizade, por todos os momentos que esteve presente apesar de distante, por todas as palavras de apoio e motivação. Às minhas amigas, Sónia Fontinha, Filipa e Vânia, pela amizade, pelo carinho e por todas as visitas surpresa que me fizeram.

A uma pessoa muito especial, Ricardo Teixeira, pela nossa relação, por me ter acompanhado durante toda esta fase, por todo carinho, força e motivação.

Resumo

O presente documento tem como objetivo o estudo da variação do coeficiente de impulso em repouso com o grau de sobreconsolidação, num solo arenoso. Este parâmetro é quantificado através da realização de ensaios triaxiais de consolidação K_0 , em provetes reconstituídos de areia Toyoura. Para a realização dos ensaios utilizou-se equipamento laboratorial controlado computacionalmente através do GDSLAB, disponível no laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil da Nova (Universidade Nova de Lisboa). Foram verificadas as condições de validade, do módulo de operação do ensaio K_0 , nomeadamente, a condição de deformação radial nula e o excesso de pressão intersticial nulo. Dos ensaios laboratoriais de validação, também se estudou a taxa de carregamento que se adequa ao solo normalmente consolidado e sobreconsolidado. Finalmente, procedeu-se ao ensaio final de consolidação K_0 em que se realizou três ciclos de carga-descarga, por forma a tornar mais evidente a influência de OCR no valor de K_0 . Deste ensaio, conclui-se que para todos os ciclos de carga-descarga realizados o valor máximo de K_0 é sensivelmente 1,5. Os resultados experimentais são comparados com os resultados das fórmulas empíricas sugeridas por outros autores. Da qual se concluiu que a fórmula de Mayne e Kulhawy (1982) é a que se melhor aproxima dos resultados do presente estudo para um valor de OCR inferior ou igual a 5. Para valores de OCR superiores a 5, os valores de K_0 seguem trajetórias lineares diferentes, para as quais foram propostas fórmulas empíricas.

Palavras-chave: Coeficiente de impulso em repouso, grau de sobreconsolidação, areia Toyoura, taxa de carregamento.

Abstract

This work deals with the variation of the coefficient of earth pressure at rest with the overconsolidation ratio on a sandy soil. This parameter is quantified through triaxial K_0 consolidation tests on reconstituted specimens of Toyoura Sand. To perform these tests it was used laboratorial computer-controlled equipment GDSLAB, available at the Soil Mechanics Laboratory of Civil Engineering Department of Nova (New University of Lisbon). Validation conditions of the K_0 module test were verified, like zero lateral strain condition and excess pore pressure. Laboratory validation tests were also performed to study an adequate loading rate on normally consolidated soil and on a overconsolidated soil. The work proceeded to a K_0 consolidation test, with three load-unload cycles, in order to make more evident the influence of OCR on K_0 value. From this test, it was concluded that for all unload-reload cycles a maximum value of K_0 of about 1,5 was reached. Experimental results were compared with results from empirical formulas suggested by other authors. It was concluded that Mayne and Kulhawy (1982) formula, gives the best fit with results of present study for a value of OCR minor or equal to approximately 5. For OCR over than 5, the values of K_0 seems to follow a different straight paths and for each path were proposed empirical formulas.

Keywords: Coefficient of earth pressure at rest, overconsolidation ratio, Toyoura sand, loading rate.

Simbologia

ϕ'_{cs} - Ângulo efetivo de resistência ao corte em estado crítico

C_u - Coeficiente de uniformidade

D_{50} - Diâmetro médio das partículas

H_0 - Altura inicial do provete

$K_{0,r}^{NC}$ - Coeficiente de impulso em repouso em condições normalmente consolidadas, na recarga

K_0 - Coeficiente de impulso em repouso

K_0^{NC} - Coeficiente de impulso em repouso em condições normalmente consolidadas

K_0^{OC} - Coeficiente de impulso em repouso em condições sobreconsolidadas

K_{min} - Coeficiente de impulso em repouso mínimo

p' - Tensão média efetiva

γ_d - Peso volúmico seco

ε_1 - Extensão na direção do eixo 1

ε_3 - Extensão na direção do eixo 3

ε_v - Extensão volumétrica

$\sigma'_{0,i}$ - Tensão efetiva vertical em repouso *in situ*

σ'_0 - Tensão efetiva vertical de repouso

σ'_1 - Tensão efetiva na direção do eixo 1

σ'_3 - Tensão efetiva na direção do eixo 3

σ'_p - Tensão efetiva de pré-consolidação

ϕ' - Ângulo efetivo de resistência ao corte

ΔV - Variação de volume

Δu - Excesso de pressão intersticial

e - Índice de vazios

G - Densidade das partículas

ΔH - Variação da altura do provete

B - Parâmetro B de Skempton

a - Parâmetro definido em função de OCR_{max} para as descargas, para $OCR > 5$

b - Parâmetro definido para a inclinação das retas das recargas, para $OCR < 5$

c - Parâmetro definido em função de OCR_{max} para as recargas, para $OCR < 5$

m - Parâmetro definido por Schmidt, 1967

q - Tensão deviatória

t - Tempo

η - Inclinação da linha de compressão unidimensional no plano $p' : q$

Abreviaturas

DEC - Departamento de Engenharia Civil

DPT - Transdutor de pressões diferenciais

FCT - Faculdade de Ciências e Tecnologia

GDS - Global Digital System

GDSLAB - GDS Laboratory

log - Logaritmo de base 10

NC - Normalmente consolidado

OC - Sobreconsolidado

OCR - Grau de sobreconsolidação

Índices

0 - inicial

i - *in situ*

max - máximo

min - mínimo

r - recarga

Índice

1.	Introdução.....	1
1.1	Conteúdos gerais	1
1.2	Objetivos e organização da dissertação.....	2
2.	Revisão Bibliográfica.....	5
2.1	Considerações gerais	5
2.2	Coeficiente de impulso em repouso em areias	6
2.2.1	Compressão unidimensional.....	6
2.2.2	Estado de tensão do solo.....	7
2.2.3	Comportamento de K_0	8
2.3	Métodos de determinação de K_0	10
2.3.1	Fórmulas empíricas.....	11
2.3.2	Métodos laboratoriais	15
2.4	Condição de deformação radial nula	20
2.5	Taxa de carregamento	20
3.	Método Laboratorial Adotado	21
3.1	Considerações Gerais	21
3.2	Equipamento laboratorial	22
3.2.1	Descrição	22
3.2.2	Software GDSLAB.....	23
3.3	Validação do ensaio triaxial de consolidação K_0	26
3.3.1	Metodologia.....	26
3.3.2	Caracterização do material e procedimento experimental	27
3.3.3	1ª Carga	28
3.3.4	Taxa de carregamento.....	32
3.3.5	Carga-descarga-recarga	35
3.3.6	Conclusões Parciais	41
4.	Ensaio triaxial de consolidação K_0	43
4.1	Objetivos	43
4.2	Metodologia adotada	44
4.3	Verificação das condições de validade do ensaio.....	45
4.4	Trajectoria de tensões.....	46
4.4.1	Valores obtidos	46
4.5	Comparação com outros autores	49
4.5.1	Apresentação de resultados	49

4.5.2	K_0 durante as descargas	52
4.5.3	K_0 durante as recargas	54
4.6	Proposta de fórmulas empíricas para solos OC.....	57
4.6.1	Observações gerais	57
4.6.2	K_0 durante as descargas	58
4.6.3	K_0 durante as recargas	60
4.6.4	Enquadramento e validade das expressões adotadas	61
5.	Conclusões e Sugestões para Desenvolvimentos Futuros	65
6.	Referências Bibliográficas	69
ANEXOS.....		71

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Gráfico do plano de tensões $p' : q$	7
Figura 2.2 - Gráfico da relação do índice de vazios e a tensão efetiva vertical.....	8
Figura 2.3 - Gráfico da história de tensões do solo em condições K_0	9
Figura 2.4 - Gráfico da evolução do coeficiente de impulso em repouso com a tensão efetiva vertical.....	9
Figura 2.5 - Gráfico da tendência entre K_0 e OCR para solos não coesivos durante a descarga, segundo Mayne e Kulhawy (1982)	13
Figura 2.6 - Comparação entre os resultados teóricos e experimentais do coeficiente de impulso em repouso, Hanna et al. (2008)	14
Figura 3.1 - Equipamento laboratorial.....	22
Figura 3.2 - Janela do operador rampa de pressões radiais com medição do volume da contra-pressão.....	24
Figura 3.3 - Janela das condições de finalização do ensaio	24
Figura 3.4 - Gráfico representativo do modo de atuação do software GDSLAB na execução de um ensaio de consolidação K_0 , durante um processo de carregamento.....	25
Figura 3.5 - Gráfico representativo da linha K_0 obtida durante um ensaio de consolidação K_0	25
Figura 3.6 - Curva granulométrica da Toyoura Sand, Shahnazari et al.(2010)	27
Figura 3.7 - Gráfico da variação da tensão efetiva horizontal e vertical durante o processo de carga	28
Figura 3.8 - Gráfico da evolução da razão entre deformações radiais e axiais com a tensão efetiva vertical.....	29
Figura 3.9 - Variação da área secção transversal do provete durante o processo de carga	29
Figura 3.10 - Gráfico da evolução do excesso de pressão intersticial com a tensão efetiva vertical	30
Figura 3.11 - Gráfico da evolução do excesso de pressão intersticial ao longo da carga.....	30
Figura 3.12 - Gráfico da consolidação K_0	31
Figura 3.13 - Gráfico da evolução do valor de K_0 com a tensão efetiva vertical	31
Figura 3.14 - Gráfico da evolução do índice de vazios com a tensão efetiva vertical em escala logarítmica.....	32
Figura 3.15 - Gráfico da evolução do excesso de pressão intersticial com a tensão efetiva vertical, em condições NC	33
Figura 3.16 - Gráfico da evolução do excesso de pressão intersticial com a tensão efetiva vertical, em condições NC	33
Figura 3.17 - Gráfico da evolução da dissipação do excesso de pressão intersticial com a tensão efetiva vertical, em condições OC.....	34

Figura 3.18 - Gráfico comparativo das taxas de carregamento de 6KPa/h para o solo em condições NC e OC	35
Figura 3.19 - Gráfico da variação da tensão efetiva horizontal e vertical durante o ciclo de carregamento	36
Figura 3.20 - Gráfico da evolução da relação entre deformações radial e axial com a tensão efetiva vertical.....	37
Figura 3.21 - Gráfico da evolução da razão entre deformações radiais e axiais num determinado intervalo de tempo	37
Figura 3.22 - Gráfico da variação da área da secção transversal do provete durante todo o processo de carga-descarga-recarga	38
Figura 3.23 - Gráfico da evolução da dissipação do excesso de pressão intersticial com a tensão efetiva vertical	39
Figura 3.24 - Gráfico da consolidação K_0	39
Figura 3.25 - Gráfico da evolução do índice de vazios com a tensão efetiva vertical.....	40
Figura 3.26 - Gráfico da evolução do valor de K_0 com a tensão efetiva vertical	41
Figura 4.1 - Gráfico da evolução entre as deformações radial e axial com a tensão efetiva vertical.....	45
Figura 4.2 - Gráfico da variação da secção transversal do provete no decorrer do ensaio.....	45
Figura 4.3 - Gráfico da evolução da dissipação do excesso de pressão intersticial com a tensão efetiva vertical	46
Figura 4.4 - Gráfico da variação do índice de vazios em relação à tensão efetiva vertical	47
Figura 4.5 - Gráfico da consolidação K_0	48
Figura 4.6 - Gráfico da evolução de K_0 com a tensão efetiva vertical	48
Figura 4.7 - Evolução de K_0 com OCR nas descargas	53
Figura 4.8 - Relação entre os valores de K_0 do presente estudo e os valores de K_0 de outros autores nas descargas	54
Figura 4.9 - Evolução de K_0 com OCR nas recargas.....	55
Figura 4.10 - Relação entre os valores de K_0 experimentais e os valores de K_0 teóricos, nas recargas	56
Figura 4.11 - Evolução de K_0 com OCR	57
Figura 4.12 - Gráfico da evolução de K_0 com OCR nas descargas, para $OCR < 5$	58
Figura 4.13 - Gráfico da evolução de K_0 com OCR nas descargas, para $OCR > 5$	59
Figura 4.14 - Evolução de K_0 com OCR nas recargas, para $OCR < 5$	60
Figura 4.15 - Estimativa do grau de sobreconsolidação para $K_0=1$ em função do ângulo de resistência ao corte do solo, reformulada de Wood (1990).....	62

Índice de Quadros

Quadro 3.1 - Resumo dos ensaios de validação	26
Quadro 3.2 - Propriedades da areia Toyoura, Shahnazari et al.(2010).....	27
Quadro 3.3 - Ciclo de carregamento estudado	28
Quadro 3.4 - Ciclos de carregamento do ensaio 2105CK0.....	36
Quadro 4.1 - Propriedades físicas do provete do 0507CK0	44
Quadro 4.2 - Ciclos de carregamento do ensaio 0507CK0.....	44
Quadro 4.3 - Comparação dos resultados na carga	50
Quadro 4.4 - Comparação dos resultados nas descargas	51
Quadro 4.5 - Comparação dos resultados nas recargas	52
Quadro 4.6 - Parâmetro a em função do OCR_{max}	59
Quadro 4.7 - Parâmetro c em função de OCR_{max}	61

1. Introdução

1.1 Conteúdos gerais

Nas obras de Engenharia Civil verifica-se frequentemente, no caso de grandes cidades, a necessidade de recorrer a estruturas de suporte ou estruturas de contenção, em que é necessário executar construções em profundidade, como, pisos enterrados de edifícios, parques de estacionamento, túneis rodoviários e ferroviários. O dimensionamento deste tipo de estruturas requer, entre outros fatores, o conhecimento do tipo de solo existente e das pressões de terras. Deste modo, surge a necessidade de quantificação das pressões de terras verticais e horizontais. As pressões de terras verticais são facilmente obtidas, pois se à superfície do solo não existir nada que possa constituir um carregamento, representam o peso das terras sobrejacentes, enquanto as pressões de terras horizontais são de difícil determinação, e em Mecânica dos Solos, são usualmente calculadas através do coeficiente de impulso em repouso, K_0 . Este parâmetro representa a razão entre tensões efetivas horizontais e tensões efetivas verticais do solo. Assim, a dificuldade na quantificação de pressões horizontais de terras incide na determinação do coeficiente de impulso em repouso.

Até a atualidade têm vindo a ser desenvolvidas diversas formas de obtenção deste parâmetro, nomeadamente, através de fórmulas empíricas, métodos laboratoriais, métodos *in situ* e ainda estudos baseados em análises teóricas. Estes métodos são apresentados mais adiante no Capítulo 2. Dos diversos métodos apresentados, destaca-se a fórmula empírica sugerida por Jaky, 1944, a qual tem vindo a ser utilizada incondicionalmente nas obras de Engenharia Civil. No entanto, esta expressão não considera o efeito de sobreconsolidação dos solos, razão pela qual tem vindo a ser criticada e melhorada por alguns autores, como apresentado no Capítulo 2.

No entanto a necessidade de conhecimento do comportamento do solo é de tal importância, que a mera utilização de uma expressão baseada em modelos de rotura do solo, não é suficiente às

carências dos projetos desenvolvidos hoje em dia. Sendo os métodos laboratoriais e métodos *in situ* de particular importância, na medida em que ajudam a compreender o comportamento do solo e a desenvolver possíveis modelações numéricas ou modelações em métodos de elementos finitos. Pelo que é necessário recorrer frequentemente a leis constitutivas, que relacionam tensões com deformações, que permitem uma melhor aproximação do comportamento real do solo.

É ainda de salientar que a maioria dos métodos existentes de determinação de K_0 , apresentam variantes que dependem do tipo de solo, solos argilosos ou solos arenosos. Pelo que se verifica a aplicação de parâmetros diferentes, ou até diferenças nos procedimentos de execução do ensaio. No presente estudo, será apenas avaliado o comportamento de solos arenosos.

1.2 Objetivos e organização da dissertação

O presente documento pretende estudar o comportamento do solo em repouso quando sujeito a um carregamento vertical. Através da reconstituição de provetes, de solo arenoso, testados em equipamento triaxial, disponível no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa, mediante ensaios triaxiais de consolidação K_0 . Dos ensaios pretende-se evidenciar a influência do grau de sobreconsolidação no valor de K_0 , analisar os resultados provenientes de fórmulas empíricas sugeridas por outros autores, comparar com os resultados obtidos experimentalmente e propor fórmulas empíricas.

Capítulo 1

O primeiro capítulo pretende situar o leitor, contextualmente, no estudo que será desenvolvido no presente documento. Deste modo, é realizada uma breve introdução à necessidade do conhecimento do coeficiente de impulso em repouso nas obras de Engenharia Civil e apresentados os objetivos e a organização da dissertação.

Capítulo 2

No segundo capítulo é apresentada a compressão unidimensional com deformação lateral impedida, a partir da qual é possível estudar a relação entre pressões horizontais e verticais, e surge a possibilidade de estimar o coeficiente de impulso em repouso. São descritos o estado de tensão do solo, o comportamento K_0 , e métodos de determinação deste coeficiente, nomeadamente, fórmulas empíricas e laboratoriais. E são ainda apresentados aspetos relevantes a considerar nos métodos laboratoriais, nomeadamente, a condição de deformação radial nula e a taxa de carregamento.

Capítulo 3

No terceiro capítulo é realizada uma descrição geral do equipamento laboratorial, disponível no Laboratório de Mecânica dos Solos do DEC - FCT, utilizado na determinação do coeficiente de impulso em repouso.

São apresentados ensaios triaxiais de validação, de modo a garantir uma melhor performance dos ensaios triaxiais de consolidação K_0 . Neste subcapítulo, é também caracterizado o solo em análise, areia Toyoura, e apresentado o procedimento experimental.

Capítulo 4

No quarto capítulo é apresentado o ensaio triaxial de consolidação K_0 final, de acordo com as conclusões retiradas dos ensaios de validação estudados no Capítulo 3. Tal como referido por Mayne e Kulhawy (1982), permanece por ser investigado as consequências da aplicação de vários ciclos de carga-descarga no K_0 . E neste ensaio, pretende-se exatamente verificar este comportamento. São apresentados os resultados experimentais, comparados com os resultados de fórmulas empíricas de outros autores e ainda propostas fórmulas empíricas que se ajustem aos dados obtidos experimentalmente.

Capítulo 5

No quinto capítulo são apresentadas conclusões do estudo conduzido e realizadas algumas sugestões para desenvolvimentos futuros neste âmbito.

2. Revisão Bibliográfica

2.1 Considerações gerais

Na compressão unidimensional do solo com deformação lateral impedida, considera-se que as deformações obtidas são na direção do carregamento, e a razão entre o aumento das tensões efetivas horizontais e as tensões efetivas verticais é definida pelo coeficiente de impulso em repouso. Com base nesta hipótese, são apresentadas algumas aplicações teóricas e o comportamento deste parâmetro.

Como o solo se encontra em constante alteração, por diversos fenómenos que causam a variação de pressões que nele atuam, este sofre uma determinada história de tensões, que poderá causar ao mesmo um estado de sobreconsolidado. Uma vez que o coeficiente de impulso em repouso trata de tensões no solo, estes fenómenos acarretam influências no valor deste parâmetro, pelo que é importante contabilizar este efeito.

Para responder aos problemas práticos que surgem nas obras de Engenharia Civil é então necessário estimar o coeficiente de impulso em repouso, por vários métodos, dos quais se apresentam as fórmulas empíricas e alguns métodos laboratoriais. Nos métodos laboratoriais, existem aspetos relevantes que carecem de especial atenção, tais como, a condição de deformação radial nula e a taxa de carregamento.

2.2 Coeficiente de impulso em repouso em areias

2.2.1 Compressão unidimensional

Segundo Bishop, 1958, citado por Santa Maria (2002), ao longo do tempo são depositados sobre o solo sedimentos naturais em camadas aproximadamente horizontais de extensão considerável. A consolidação que ocorre deve-se ao peso das sucessivas camadas, sob condição aproximada de deformação lateral nula. Segundo Wood (1990), para estes solos é válida a hipótese de simetria axial, pois as partículas do solo apenas sofrem assentamentos durante o processo de deposição; qualquer movimento lateral viola a simetria. Assim, pode-se admitir que a deformação deste tipo de solos é inteiramente unidimensional, e as tensões efetivas verticais podem ser reproduzidas por um aparelho edométrico ou triaxial convencional.

A relação entre as tensões efetivas horizontais e as tensões efetivas verticais, em solos que sofreram uma história de deformação unidimensional, é usualmente expressa pelo coeficiente de impulso em repouso, representada por K_0 :

$$K_0 = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} \quad \text{Equação 2.1}$$

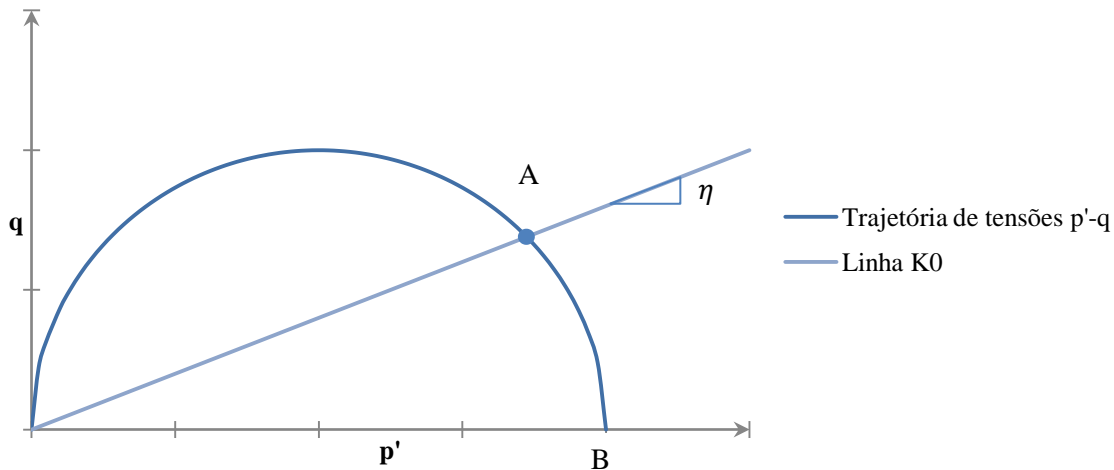
Segundo Wood (1990), durante a compressão unidimensional normal, cada estado de deformação do solo é semelhante a todos os estados precedentes, e o estado de tensões efetivas verticais apresentam a mesma semelhança. Deste modo, constata-se que o valor de K_0 é constante, logo $K_0 = K_0^{NC}$, sendo K_0^{NC} o coeficiente de impulso em repouso para solos normalmente consolidados.

A partir da definição de p' e q , tensão média em condições drenadas e tensão deviatórica, respetivamente, a inclinação η da linha de compressão unidimensional no plano $p': q$ está relacionada com K_0 , tal como ilustra a Figura 2.1, e pode ser escrita pela seguinte expressão:

$$\eta = \frac{q}{p'} = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0} \quad \text{Equação 2.2}$$

A consolidação unidimensional, confere anisotropia à estrutura do solo. E as suas propriedades deixam de ser iguais em todas as direções. Segundo Budhu (2000), é possível utilizar um modelo simples do estado crítico para descrever a consolidação K_0 nos solos, de acordo com a Equação 2.3. No entanto, este modelo não toma em consideração a anisotropia do solo.

$$p' = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma'_3 \quad \text{Equação 2.3}$$

Figura 2.1 - Gráfico do plano de tensões $p' : q$

2.2.2 Estado de tensão do solo

O coeficiente de impulso em repouso depende, entre outros fatores, do estado de tensão a que solo se encontra submetido, e difere substancialmente caso se trate de um solo normalmente consolidado ou sobreconsolidado.

Conforme Budhu (2000), se a atual tensão efetiva vertical não foi excedida no passado, o solo encontra-se normalmente consolidado, e apresenta um comportamento elasto-plástico ao aplicar-se tensões. Se a atual tensão efetiva vertical foi excedida no passado, o solo encontra-se sobreconsolidado, e apresenta um comportamento elástico ao aplicar-se tensões inferiores às tensões efetivas do passado. Este comportamento do solo é perceptível da representação gráfica típica do ensaio edométrico, tal como se pode verificar na Figura 2.2.

Independentemente da forma como o solo atinge um estado de sobreconsolidação, este retém a memória das tensões efetivas máximas a que já esteve submetido, a qual pode ser anulada pelo carregamento até um nível superior de tensões. A sobreconsolidação de um maciço é usualmente expressa quantitativamente pelo chamado grau de sobreconsolidação, OCR , razão da tensão efetiva de pré-consolidação, σ'_p , pela tensão efetiva vertical de repouso, σ'_0 :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \quad \text{Equação 2.4}$$

O grau de sobreconsolidação é usualmente determinado a partir da análise do gráfico típico do edométrico, como se pode verificar da Figura 2.2. Do exemplo, apresentado nesta figura, verifica-se um ciclo de carga-descarga. No qual, o solo encontra-se, no trecho AB, na curva de recompressão em condições sobreconsolidadas, no trecho BC, na curva de compressão virgem em condições normalmente consolidadas, e no trecho CD, na descarga em condições sobreconsolidadas.

O grau de sobreconsolidação pode-se obter para qualquer ponto da descarga, ou para o seu valor máximo, que corresponde à razão entre a tensão de pré-consolidação com a tensão efetiva vertical mínima atingida.

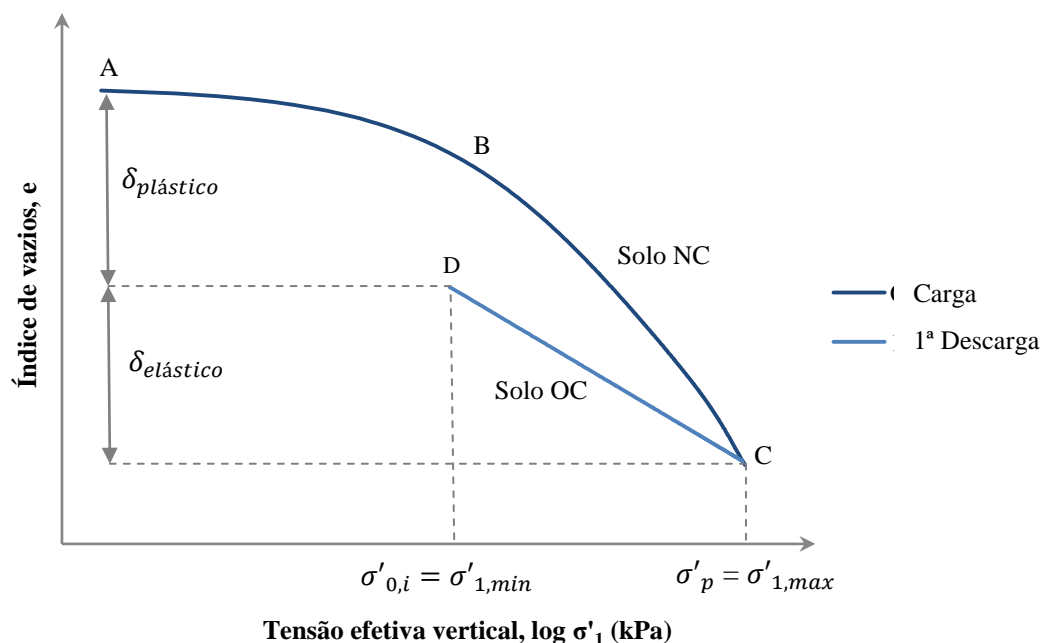


Figura 2.2 - Gráfico da relação do índice de vazios e a tensão efetiva vertical

Em laboratório e para amostras reconstituídas, o grau de sobreconsolidação pode ser simulado, desde que o provete seja carregado até determinada tensão efetiva vertical correspondente à tensão de pré-consolidação, e seguidamente reduzida para qualquer valor de tensão efetiva vertical inferior a esta.

2.2.3 Comportamento de K_0

Num ensaio de consolidação K_0 , a representação gráfica da história de tensões induzida no provete, apresenta o aspeto da Figura 2.3, na qual se verifica um ciclo de carga-descarga-recarga. Na carga (troço 0A), o solo encontra-se normalmente consolidado e K_0 apresenta comportamento constante. Na descarga (troço AB), o solo encontra-se em condições sobreconsolidadas, e verifica-se que as tensões efetivas horizontais aumentam face à carga anterior. O comportamento de K_0 na descarga, segundo Schmidt, 1967, Meyerhof, 1976, Mayne e Kulhawy (1982) e Hanna et al.(2008), é dependente do grau de sobreconsolidação. Na recarga (troço BC), as tensões efetivas horizontais devem ser inferiores à descarga mas superiores à carga. Note-se que na recarga, enquanto o estado de tensões se situar entre o ponto B e A, o solo encontra-se sobreconsolidado, assim que as tensões da recarga ultrapassem a tensão de pré-consolidação atingida na carga (ponto A), o solo atinge novamente o ramo de compressão virgem e passa a encontrar-se normalmente consolidado. Na

bibliografia, verifica-se que a maioria dos dados existentes apenas se referem a ciclos de carga-descarga, tal como referem Mayne e Kulhawy (1982).

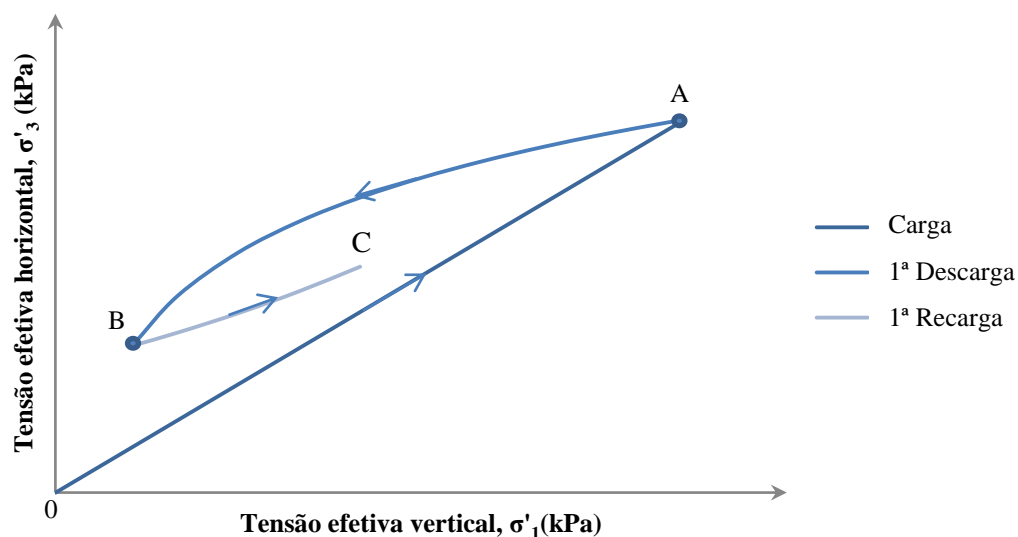


Figura 2.3 - Gráfico da história de tensões do solo em condições K_0

No ensaio de consolidação K_0 , quando se procede ao carregamento o solo parte de um estado de tensão isotrópico, e o valor de K_0 decresce de um valor unitário para um valor mínimo aproximadamente constante. Segundo Zhang et al. (1998), esse valor no caso de areias soltas varia entre 0,2 a 0,4. Este valor reflete o estado de tensão mínimo mobilizado e é usualmente denominado por K_{min} . Este comportamento de K_0 torna-se mais intuitivo da análise da representação gráfica da evolução de K_0 com a tensão efetiva vertical, tal como apresentado na Figura 2.4.

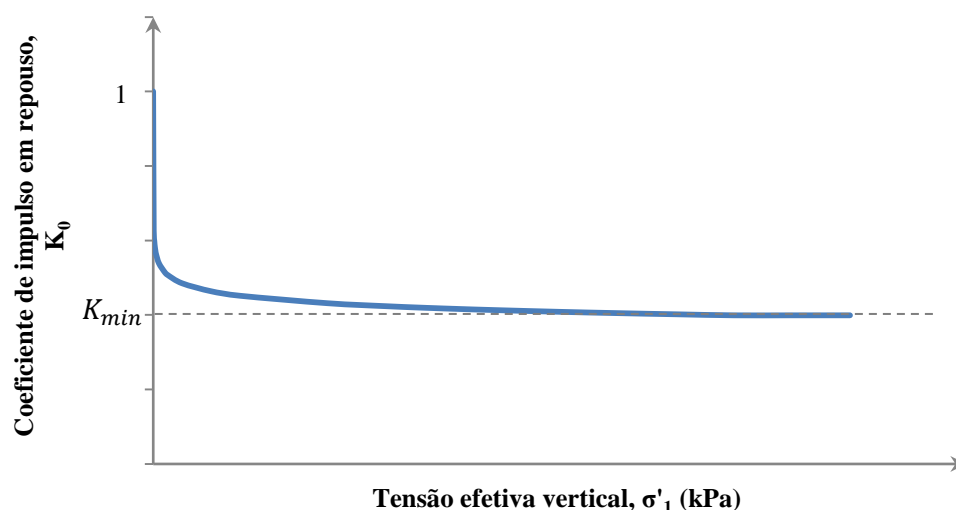


Figura 2.4 - Gráfico da evolução do coeficiente de impulso em repouso com a tensão efetiva vertical

Zhang et al. (1998), verificam também que o valor de K_0 em areias num estado normalmente consolidado é sempre inferior do que num estado sobreconsolidado.

Em solos sobreconsolidados, o coeficiente de impulso em repouso depende da história de tensões e pode ser maior que 1, ou seja, quando a tensão horizontal é maior que a vertical. Quando o solo fica mais sobreconsolidado, durante a descarga, a tensão horizontal diminui mais lentamente que a vertical, Wood (1990).

Kjellman, 1936, segundo Mesri e Hayat (1993), mostrou que areia de quartzo pura, na descarga, apresenta o valor máximo de K_0 de 1,5.

Lo e Chu (1991), afirmam que para o mesmo grau de sobreconsolidação o valor de coeficiente de impulso em repouso depende se o estado de tensões se encontra num processo de carga ou de descarga.

O estudo desenvolvido por Hanna et al. (2008), demonstra que o aumento do grau de sobreconsolidação, aumenta significativamente o coeficiente de impulso em repouso.

Mayne e Kulhawy (1982), afirmam que a variação de K_0 na recarga pode ser estimada através do conhecimento do ângulo de resistência ao corte, ϕ' , e da história de tensões através do OCR e OCR_{max} .

2.3 Métodos de determinação de K_0

O valor de K_0 pode ser determinado, através de quatro métodos diferentes, nomeadamente por fórmulas empíricas, métodos laboratoriais, métodos *in situ*, e análises teóricas, Zhao et al. (2011).

Da investigação do valor de K_0 em diversos tipos de solos, primeiro pela observação e estudo da relação entre tensões horizontais e verticais, Equação 2.1, depois pelo desenvolvimento de equipamento que permitisse medir o valor de K_0 , e através de modelos teóricos relativos a deslizamentos de massas de solo, análises teóricas, têm vindo a ser melhoradas expressões que permitam obter estimativas cada vez mais próximas do verdadeiro valor de K_0 . No ponto 2.3.1 são apresentadas algumas expressões que permitem determinar o valor de K_0 em solos arenosos.

Diversos métodos laboratoriais têm vindo a ser desenvolvidos, alguns destes são apresentados no ponto 2.3.2, sendo a sua principal dificuldade garantir a condição deformação radial nula. Estes métodos permitem obter boas estimativas do valor de K_0 , embora alguns autores, como Okochi e Tatsuoka (1984) e Fukagawa e Ohta(1988), defendam que seja necessário melhorar a forma de preparação dos provetes, corrigir erros inerentes ao processo de execução do ensaio e ainda conhecer os estados iniciais de tensões e de deformações mais convenientes à execução do ensaio de consolidação K_0 .

Os métodos *in situ* são considerados os mais representativos, por Lo e Chu (1991). No entanto, a generalidade dos equipamentos utilizados no campo para a medição do valor de K_0 , são responsáveis por distúrbios significativos no solo, alterando significativamente o estado de tensão.

As análises teóricas encontram-se associadas aos modelos definidos com base na observação da rotura de massas de solo, que permitem definir modelos numéricos representativos do comportamento do solo e logo a possibilidade de obter estimativas do valor de K_0 .

No presente trabalho, o estudo incide essencialmente nas fórmulas empíricas e nos métodos laboratoriais, seguidamente apresentados.

2.3.1 Fórmulas empíricas

Na literatura, distinguem-se fórmulas empíricas para solos normalmente consolidados e sobreconsolidados, para prever o valor do coeficiente de impulso em repouso. De seguida, são apresentadas as fórmulas empíricas aplicáveis a solos arenosos para estas duas condições.

Solos normalmente consolidados

Numerosos estudos em solos arenosos envolvem fórmulas empíricas para a obtenção de K_0 em solos normalmente consolidados. Muitos desses estudos, como por exemplo de Jáky, 1944, citado por Hanna et al. (2008), consideram o ângulo de resistência ao corte, ϕ' , o único parâmetro que influencia o valor do coeficiente de impulso em repouso.

Jáky, 1944, citado por Guo (2010), estudou as pressões de terras numa cunha prismática de material granular solto, em condições normalmente consolidadas, e afirmou que as pressões no plano central vertical da cunha prismática se encontram em repouso. E se ocorrer um assentamento vertical suficiente em que as tensões de corte se encontrem totalmente mobilizadas, a relação entre as tensões horizontais no plano central vertical e as tensões verticais, podem ser expressas pela seguinte fórmula semi-empírica da relação entre o valor de K_0 e o ângulo de resistência ao corte, ϕ' :

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad \text{Equação 2.5}$$

O trabalho original de Jáky admite que ϕ' a adotar na Equação 2.5 corresponde ao ângulo de resistência aos corte no estado critico, ϕ'_{cs} . O ângulo efetivo de resistência ao corte pode ser obtido por ensaios triaxiais de compressão, no entanto, surgem dúvidas na definição do ponto de rotura do solo.

Segundo, Mayne e Kulhawy (1982), vários investigadores sugerem que o coeficiente de impulso em repouso, em condições normalmente consolidadas, pode ser correlacionado com vários parâmetros característicos do solo, tais como, o coeficiente de uniformidade, c_u , e o índice de vazios, e , no caso das areias. No entanto, através das investigações desenvolvidas por estes autores, referem que os dados recolhidos não confirmam nenhuma dessas relações.

Mesri e Hayat (1993) referem que a fórmula empírica de Jáky, constitui uma aproximação adequada para solos arenosos.

Solos sobreconsolidados

Em solos sobreconsolidados, numerosos estudos envolvem fórmulas empíricas para a obtenção de K_0 nas descargas. Muitos desses estudos, apenas admitem que o coeficiente de impulso em repouso é expresso em função do grau de sobreconsolidação, OCR e independente da magnitude da tensão máxima de pré-consolidação, σ'_p , Michalowski (2005). Este aspeto verifica-se nas fórmulas empíricas de Schmidt, 1967, Meyerhof, 1976, Mayne e Kulhawy (1982) e de Hanna et al. (2008). No entanto, Mayne e Kulhawy (1982), sugerem uma fórmula empírica para a obtenção de K_0 nas recargas, a qual depende do grau de sobreconsolidação máximo, OCR_{max} , que está relacionado com a magnitude da tensão da tensão máxima de pré-consolidação.

De seguida, apresenta-se as fórmulas empíricas sugeridas para ambas as situações referidas, de descarga e de recarga.

Schmidt, 1967, citado por Santa Maria (2002), da análise dos resultados obtidos por Bishop, 1958, Hendron, 1963, e Brooker e Ireland, 1965, introduziu o efeito da sobreconsolidação e traçou a curva $\log K_0 : \log OCR$. Da qual obteve resultados aproximadamente lineares, para 10 materiais estudados, incluindo areias e argilas, e sugeriu a seguinte expressão para descargas:

$$K_0^{OC} = (1 - \sin \phi) \times OCR^m \quad \text{Equação 2.6}$$

Em que m corresponde a um parâmetro definido pela inclinação entre $\log K_0 : \log OCR$.

Meyerhof, 1976, de acordo com Hanna et al. (2008), sugeriu a seguinte expressão para descargas:

$$K_0^{OC} = (1 - \sin \phi) \sqrt{OCR} \quad \text{Equação 2.7}$$

Esta expressão é também sugerida pelo EC7 (2010), no qual é referido que esta expressão não deve ser utilizada para valores de OCR muito elevados.

Mayne e Kulhawy (1982), apresentam o estudo do coeficiente de impulso em repouso durante o ciclo de carga-descarga-recarga, que corresponde ao ramo de compressão virgem para solos normalmente consolidados, ao alívio de tensões associado às condições sobreconsolidadas, e a recompressão em condições laterais nulas, respetivamente. Este estudo reuniu informação sobre ciclos virgens de carga-descarga de 170 solos, incluindo argilas e areias, provenientes de vários estudos realizados por vários autores. É de salientar que dos dados recolhidos por Mayne e Kulhawy (1982), são essencialmente sobre estudos que incidem em ciclos de carga-descarga e apenas poucos solos são estudados em condições de recarga. Na Figura 2.5 é apresentado graficamente a tendência entre K_0 e OCR para solos não coesivos durante o processo de descarga.

Nesta figura apenas são representados alguns dados retirados do estudo dos autores referidos, do qual se verifica que a grande maioria dos solos arenosos apresenta um comportamento entre o solo Golden Gardens (151) e o Glass Ballotini (94). O parâmetro m representado na figura corresponde ao parâmetro de Schmidt, 1967.

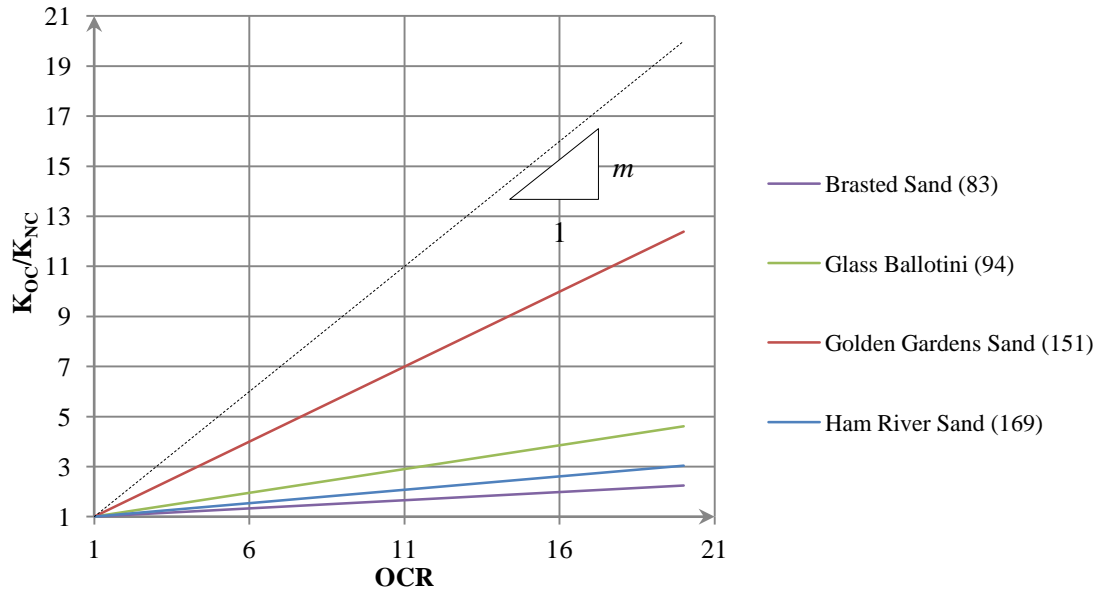


Figura 2.5 - Gráfico da tendência entre K_{OC}/K_{NC} e OCR para solos não coesivos durante a descarga, segundo Mayne e Kulhawy (1982)

Mayne e Kulhawy (1982), do estudo do comportamento do valor de K_0 com o grau de sobreconsolidação, verificam que é aproximadamente dependente do ângulo de resistência ao corte, ϕ' , tal como sugerido por Schmidt. E sugerem, uma equação para o parâmetro m da expressão de Schmidt, 1967, que consideram válida como aproximação para o primeiro processo de descarga:

$$m = \sin \phi' \quad \text{Equação 2.8}$$

Substituindo o parâmetro m na Equação 2.6, obtém-se:

$$K_0^{OC} = (1 - \sin \phi') \times OCR^{\sin \phi'} \quad \text{Equação 2.9}$$

Hanna et al. (2008), investigaram experimentalmente o coeficiente de impulso em repouso em paredes de contenção, em condições sobreconsolidadas para solos não coesivos. O equipamento experimental utilizado, consiste num protótipo reconstruído em laboratório de uma parede rugosa que suporta solo no seu tardo, na qual se encontram instalados dispositivos de medição do coeficiente de impulso em repouso, da força que atua na parede e do grau de sobreconsolidação no maciço. Os resultados experimentais obtidos deste ensaio experimental são comparados com os dados teóricos provenientes da aplicação de fórmulas empíricas de autores como Wroth , 1973, Meyerhof, 1976, e Mayne e Kulhawy, 1982. Da análise dos resultados experimentais e teóricos, provenientes dos ensaios laboratoriais e das fórmulas dos autores indicados, respetivamente, Hanna et al. (2008) sugerem uma expressão baseada em análises de regressão para descargas:

$$K_0^{OC} = (1 - \sin \phi') \times OCR^{(\sin \phi' - 0,18)} \quad \text{Equação 2.10}$$

A relação entre os resultados experimentais e os teóricos obtidos, são apresentados graficamente na Figura 2.6. Desta pode-se verificar que os dados provenientes das fórmulas de Meyerhof e de Mayne e Kulhawy, apresentam um adequado ajuste aos valores obtidos experimentalmente, até o valor de K_0 de aproximadamente 0,8, que corresponde a valores de OCR de aproximadamente 3. Enquanto os dados que resultam da aplicação da fórmula Wroth, não se aproximam muito dos resultados experimentais. E os dados provenientes da fórmula sugerida, constituem uma boa aproximação aos dados obtidos experimentalmente.

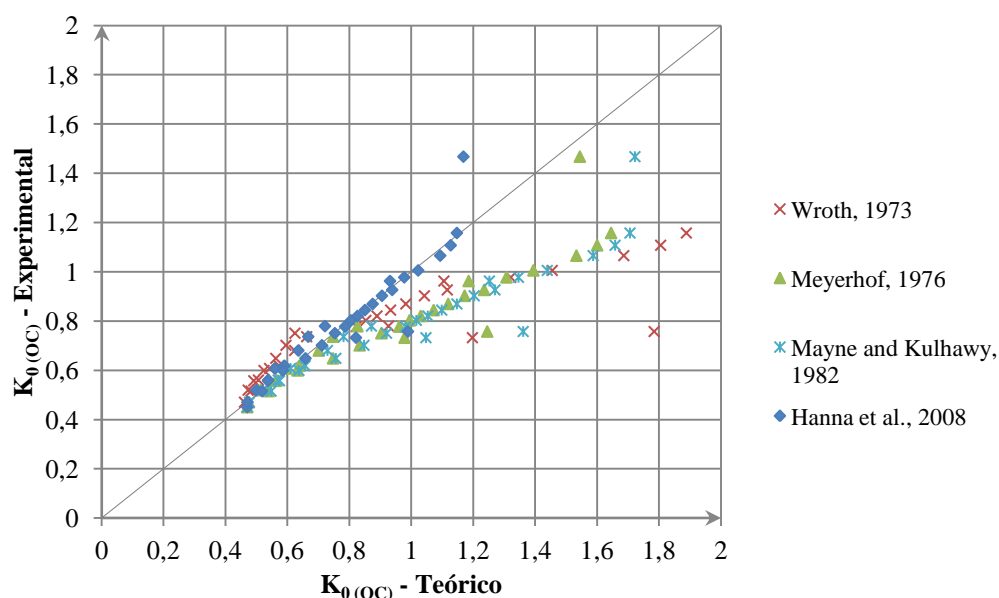


Figura 2.6 - Comparação entre os resultados teóricos e experimentais do coeficiente de impulso em repouso, Hanna et al. (2008)

Da investigação desenvolvida, Hanna et al. concluíram que o valor de K_0 para areias, é função do ângulo de resistência ao corte, ϕ' , e do grau de sobreconsolidação, OCR. O OCR é função do rearranjo da estrutura do solo, história de tensões e das técnicas de deposição do solo em laboratório. O valor de K_0 aumenta significativamente com o grau de sobreconsolidação. A fórmula empírica desenvolvida de K_0 , para solos arenosos sobreconsolidados, apresenta um ajuste adequado para todos os valores de OCR testados.

Mayne e Kulhawy (1982), para situações de recarga, apenas conseguiram reunir dados do coeficiente de impulso em repouso para 15 solos. O que lhes permitiu concluir que as tensões horizontais podem ser estimadas através do conhecimento do ϕ' e da história de tensões (OCR e OCR_{max}). Deste modo, sugerem a seguinte expressão:

$$K_0^{OC} = (1 - \sin \phi') \times \left[\left(\frac{OCR}{OCR_{max}^{(1-\sin \phi')}} \right) + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right] \quad \text{Equação 2.11}$$

Esta expressão, embora tenha sido desenvolvida para situações de recarga, é aplicável a qualquer ponto de tensões mostrado na Figura 2.3. Quando aplicada a solos normalmente consolidados, que nunca tenham sofrido previamente uma história de tensões, $OCR = OCR_{max} = 1$, e esta fórmula reduz-se à de Jáky, 1944 (Equação 2.5), para solos sobreconsolidados quando $OCR = OCR_{max}$ os valores desta fórmula são iguais aos da Equação 2.9, também sugerida por Mayne e Kulhawy (1982).

Estes autores afirmam que pouco é conhecido sobre os efeitos dos ciclos de carga-descarga no valor de K_0 . E as consequências de se aplicar vários ciclos de carga-descarga no valor de K_0 permanece por ser investigado.

2.3.2 Métodos laboratoriais

Em laboratório, pretende-se reproduzir as condições a que o solo se encontra exposto *in situ*. Tal como já foi referido, a condição fundamental à determinação do coeficiente de impulso em repouso, de acordo com a sua definição, é a deformação radial nula. Deste modo, surgem numerosas dificuldades na medição de tensões efetivas horizontais, pois a maior parte dos dispositivos de medição implicam a imposição de deformações no provete, Lirer et al. (2011).

Os métodos laboratoriais para a determinação do coeficiente de impulso em repouso são usualmente designados por ensaios de consolidação K_0 .

As técnicas laboratoriais desenvolvidas até à atualidade, para determinar K_0 , diferem essencialmente no que respeita à forma como é garantida a deformação radial nula. Segundo

Teerachaikulpanich et al.(2007), é possível separar as técnicas laboratoriais existentes em dois grupos, os quais: fronteira lateral rígida e fronteira lateral flexível.

O primeiro grupo utiliza uma fronteira lateral rígida, responsável pelo confinamento do provete, que impõe a condição de deformação radial nula, $\varepsilon_3 = 0$. Mas apresenta como desvantagem o desenvolvimento de forças de atrito entre o solo e o elemento de fronteira, que comprometem a fiabilidade dos resultados.

O segundo grupo utiliza uma fronteira lateral flexível, que mantém a deformação radial nula mediante artifícios que controlam a extensão volumétrica, ε_V , do provete de forma a manter inalterada a sua área transversal. Este apresenta a vantagem da ausência do atrito mencionado no método anterior, mas como desvantagens, não se conseguir uma deformação lateral estritamente nula e a não uniformidade na aplicação das tensões efetivas ao provete.

Geralmente, são associados os ensaios com fronteira lateral rígida aos ensaios edométricos e os ensaios com fronteira lateral flexível aos ensaios triaxiais.

Fronteira lateral rígida: ensaios edométricos

Os ensaios edométricos especiais ou modificados, são utilizados para determinar o coeficiente de impulso em repouso. São idênticos aos utilizados para o estudo do processo de consolidação de um solo. A diferença subsiste nos dispositivos que estes apresentam instalados na câmara edométrica que permitem medir e registar, tensões e deformações radiais. Destacam-se, entre outros, alguns métodos, dos quais, anel confinante semi-rígido (*Semi-rigid Confining Ring*), anel confinante com controlo da pressão radial (*Null Type Confining Ring*) e aparelho triaxial COWK (*COWK triaxial apparatus*).

Anel confinante semi-rígido

Segundo Duval (1994), o anel confinante semi-rígido é constituído por anéis edométricos de parede fina que permite a deformação radial do provete enquanto se realiza o ensaio de consolidação K_0 .

Neste método, à medida que o carregamento axial é aplicado, o provete deforma-se radialmente, desenvolvendo-se tensões atríticas entre a amostra e o anel edométrico. Estas tensões podem ser calculadas através das deformações registadas pelo equipamento de medição e do módulo de elasticidade do anel previamente estabelecido. Este resultado é então transmitido à pressão na câmara que aumenta na mesma escala o seu valor por forma a contrariar as deformações experimentadas.

A vantagem deste método é o facto das medições poderem ser realizadas em vários pontos ao longo do perímetro do provete, permitindo uma avaliação mais precisa das tensões. Por outro

lado, como este método permite deformações radiais, subsiste a dúvida se o solo se encontra numa condição em repouso.

Anel confinante com controlo da pressão radial

Segundo Duval (1994), o anel confinante com controlo da pressão radial, consiste essencialmente num anel confinante semi-rígido no interior de uma câmara cilíndrica preenchida com um fluido incompressível, com a capacidade adicional de permitir aplicar contra-pressão na câmara. Quando no processo de consolidação são detetadas deformações laterais, através dos extensómetros acoplados no anel, é aplicada uma contra-pressão na câmara para contrariar essas deformações e se conseguir obter uma deformação radial nula.

Se for possível manter deformações radiais pequenas, este método é mais favorável que o anterior, pois permite uma melhor simulação da condição de repouso no anel. A grande desvantagem deste método reside na dificuldade de se aplicar contra-pressão no anel confinante.

Aparelho triaxial COWK

O aparelho triaxial COWK (*Cambridge-Ohta-Wroth-Kyoto*) desenvolvido por Ohta et al. 1979, segundo Vardhanabhuti et al.(2009), consiste numa câmara pressurizada montada num equipamento de consolidação. O procedimento do ensaio envolve duas fases, a primeira de consolidação primária em que o anel confinante se encontra em volta do provete e a segunda de consolidação K_0 em que é retirado o anel confinante faseadamente.

Este método combina assim, fronteira lateral rígida, na primeira fase, com fronteira lateral flexível, na segunda fase. O objetivo desta combinação é minorar as desvantagens inerentes a cada uma das fronteiras, nomeadamente, o desenvolvimento de atrito lateral entre a amostra e o elemento rígido, e a garantia de verificação da condição de deformação radial nula.

O processo de remoção do anel confinante requer alguma atenção, devendo ser realizado de forma a atenuar o atrito e o excesso de pressão intersticial por ele gerado. Teerachaikulpanich et al. (2007) apresentam formas de correção eficazes para as consequências que surgem neste processo.

Fronteira lateral flexível: ensaios triaxiais

Os ensaios triaxiais utilizam como fronteira uma membrana lateral flexível, que associada a métodos estudados de aplicação de tensões ou de deformações que permitem estabelecer a deformação radial aproximadamente nula durante o processo de consolidação K_0 . Destacam-se, entre outros, alguns procedimentos, os quais, ensaio triaxial com controlo do volume (*Controlled Volume Triaxial*), ensaio triaxial com controlo da pressão radial (*Null Type Triaxial Test*), câmara triaxial dupla (*Double Triaxial Cell*) e câmara rígida (*Rigid Cell*).

Ensaio triaxial com controlo do volume

Segundo Yin e Cheng (2006), o ensaio triaxial com controlo do volume, consiste no controlo da variação volumétrica do provete, por forma a garantir que a deformação radial se mantém nula durante o ensaio de consolidação K_0 . A extensão radial ε_3 é calculada através de:

$$\varepsilon_3 = \frac{(\varepsilon_V - \varepsilon_1)}{2} \quad \text{Equação 2.12}$$

Onde ε_V e ε_1 representa a extensão volumétrica e axial, respetivamente. Durante o ensaio de consolidação K_0 na câmara triaxial, as pressões radiais e axiais têm de ser aplicadas continuamente ao provete por forma a que não se verifique deformação radial. Este método de ensaio baseia-se no ensaio de compressão unidimensional, em que a extensão volumétrica do provete durante o ensaio é igual à extensão axial.

Durante o ensaio, é aplicada uma pressão na câmara, enquanto o carregamento axial é ajustado e controlado pelo computador por forma a satisfazer a condição K_0 , ou seja, $\varepsilon_3 \approx 0$. Por forma, a garantir esta condição, o sistema regista continuamente a extensão volumétrica. O provete encontra-se em condições K_0 , se for garantida uma relação constante entre as extensões volumétricas, ε_V , e axiais, ε_1 :

$$\frac{\varepsilon_V}{\varepsilon_1} = 1 \quad \text{Equação 2.13}$$

O software calcula assim, a deformação axial, ΔH , que é necessária aplicar ao provete, através do carregamento axial do mesmo, para garantir a deformação radial nula. Esta deformação axial encontra-se diretamente relacionada com a extensão axial, pela seguinte equação:

$$\Delta H = H_0 \varepsilon_1 \quad \text{Equação 2.14}$$

Em que, H_0 , é a altura inicial do provete.

O processo repete-se ao longo do ensaio durante cada processo de incremento de pressão na câmara. Este método apenas é aplicável a solos saturados.

Ensaio triaxial com controlo da pressão radial

No ensaio triaxial com controlo da pressão radial, a condição de deformação lateral nula é conseguida através da variação da pressão da câmara quando o provete é sujeito a um carregamento axial. Este procedimento requer a medição da deformação lateral, que pode ser realizada através de dispositivos de medição, acoplados ao provete.

O procedimento consiste na aplicação de uma tensão axial diretamente no topo do provete, através do movimento vertical do êmbolo, tal irá provocar uma tensão deviatórica. E o provete irá, consequentemente, sofrer uma deformação radial, que será registada pelos dispositivos de medição e transformada numa pressão radial que será aplicada no provete para contrariar essa deformação, por forma a garantir a deformação radial nula.

Ensaio triaxial com câmara dupla

Bishop et al, 1965, segundo Okochi e Tatsuoka (1984), desenvolveram uma câmara triaxial dupla em que a compressão do provete com deformações radiais nulas era conseguida mantendo o nível de mercúrio constante no espaço anelar entre a câmara interior e o topo, o qual apresenta a mesma área transversal que o provete. Os deslocamentos da superfície de mercúrio são detetados eletricamente por uma agulha irído-platina.

Com base no método desenvolvido por Bishop et al., 1965, Okochi e Tatsuoka (1984) apresentam um ensaio triaxial com câmara dupla. Em que o espaço anular entre o interior da câmara e o provete é preenchido com água desareada, o restante espaço da câmara (entre a câmara exterior e a interior) é preenchida com ar comprimido. Desde que seja aplicada uma pressão semelhante em ambos os lados da câmara interior, esta não expande lateralmente pelo aumento da pressão na câmara. A câmara interior é de acrílico, considerada incompressível até pressões na ordem dos 700 kN/m^2 . Assim, apenas a deformação radial do provete provoca alterações no nível da superfície da água entre a câmara interior e o topo. Os deslocamentos do nível da superfície da água são medidos por um transdutor de pressões diferenciais de extrema sensibilidade (DPT). A sensibilidade da medição das deformações radiais da amostra depende da área anular que se encontra preenchida com água. Quanto menor a área da superfície de água mais sensível é a medição das deformações radiais.

Durante o ensaio de consolidação K_0 , o provete é carregado axialmente em incrementos pequenos de tensão, e ao mesmo tempo a pressão na câmara é aumentada manualmente até que a pressão medida pelo transdutor DPT se mantenha constante. Depois a deformação radial é calculada através da tensão axial aplicada e da extensão volumétrica que ocorre durante o carregamento. Se a deformação radial obtida for superior a 0,02 %, a pressão na câmara deve ser reajustada por forma a tornar esta deformação desprezável. Normalmente esta correção não é necessária, uma vez que a variação máxima de deformação radial obtida durante o ensaio de consolidação K_0 é de $\pm 0,005\%$.

Câmara rígida

A câmara rígida, consiste numa câmara cilíndrica de paredes espessas que permite a medição de deformações ou pressões num ponto ou em vários posicionados ao longo do perímetro

da câmara. A rigidez da câmara garante que o solo se encontra numa condição em repouso, exceto nos locais onde se situam os dispositivos de medição de deformações e pressões. A desvantagem deste método é a dificuldade da medição de pressões laterais, e o valor de K_0 é determinado apenas num ponto e depois extrapolado para todo o provete.

2.4 Condição de deformação radial nula

Como se pode verificar, ao longo da apresentação dos vários métodos laboratoriais, a preocupação essencial dos métodos desenvolvidos é de garantir a deformação radial nula. Visto ser a condição teórica fundamental para a determinação do coeficiente de impulso em repouso. No entanto, a criação de condições para medir este parâmetro em laboratório é complicada, e alguns métodos admitem deformações radiais pequenas.

Contudo, Eliadorani e Vaid (2005), verificaram que o requisito de deformação radial estritamente nula não é essencial para obter estimativas credíveis do valor de K_0 , desde que, a razão entre a deformação radial e axial, $\varepsilon_3/\varepsilon_1$, durante a compressão vertical não exceda 3 a 5%.

2.5 Taxa de carregamento

Na consolidação K_0 um dos parâmetros mais importantes é precisamente a taxa de carregamento. Esta é responsável pela dissipação dos excessos de pressões intersticiais desenvolvidas no interior do provete e controla o tempo total da duração de um ensaio. Pelo que deve garantir o tempo necessário à dissipação do excesso de pressões intersticiais no interior do provete. Uma taxa de carregamento ótima seria a que proporciona-se um excesso de pressão intersticial nulo.

Siddique et al. (1995) desenvolveram uma investigação em termos numéricos das taxas de carregamento para o ensaio de consolidação K_0 , em argila de Londres. Embora, no presente estudo sejam analisados solos arenosos, são tomadas em consideração algumas observações constatadas por estes autores, nomeadamente:

- Para determinada condição de drenagem, o excesso de pressão intersticial gerado no plano médio da amostra aumenta com o aumento da taxa de carregamento.
- A dissipação de pressões intersticiais é mais eficaz quanto melhores as condições de drenagem.
- Durante a consolidação K_0 , é tolerado um excesso de pressão intersticial inferior a 5% da tensão efetiva vertical.

3. Método Laboratorial Adotado

3.1 Considerações Gerais

No presente estudo, para a realização de ensaios triaxiais de consolidação K_0 é utilizado um método de fronteira lateral flexível com controlo do volume. O equipamento disponível no laboratório de Mecânica dos Solos do DEC - FCT, para a execução deste tipo de ensaios triaxiais de consolidação K_0 é controlado computacionalmente pelo software GDSLAB. O equipamento laboratorial e o software são descritos, neste capítulo, com especial enfoco no princípio de funcionamento durante a execução de ensaios triaxiais de consolidação K_0 .

O principal objetivo dos métodos de fronteira lateral flexível consiste em garantir a condição de deformação radial nula no decorrer do ensaio. Outro aspeto importante dos ensaios de consolidação K_0 é a garantia de que devem ocorrer em condições drenadas, pelo que o excesso de pressão intersticial desenvolvido no interior do provete deve ser aproximadamente nulo. Por forma a verificar estes aspetos e com o objetivo de testar o funcionamento do equipamento laboratorial foram realizados vários ensaios triaxiais K_0 de validação, alguns dos quais apresentados neste capítulo. Após a caracterização do solo utilizado e a descrição do procedimento experimental utilizado, são apresentados: o estudo de um ciclo de carga em condições normalmente consolidadas, da qual são verificadas as condições de validade e o coeficiente de impulso em repouso; o estudo da taxa de carregamento em solos normalmente consolidados e sobreconsolidados, com o intuito de se otimizar a duração dos ensaios; e o estudo de um ciclo de carga-descarga-recarga em condições sobreconsolidadas, no qual também se verifica as condições de validade e o coeficiente de impulso em repouso.

3.2 Equipamento laboratorial

3.2.1 Descrição

Os equipamentos utilizados para a execução dos ensaios triaxiais de consolidação K_0 existentes no Laboratório de Mecânica dos Solos do DEC - FCT permitem a realização de ensaios triaxiais de forma automatizada e controlada computacionalmente. O conjunto, apresentado na Figura 3.1, consiste em: uma câmara triaxial, dois controladores digitais de pressão/volume (o de pressão na câmara e de contra-pressão no provete), uma prensa hidráulica, um dispositivo de aquisição de dados e um computador com o software GDS.

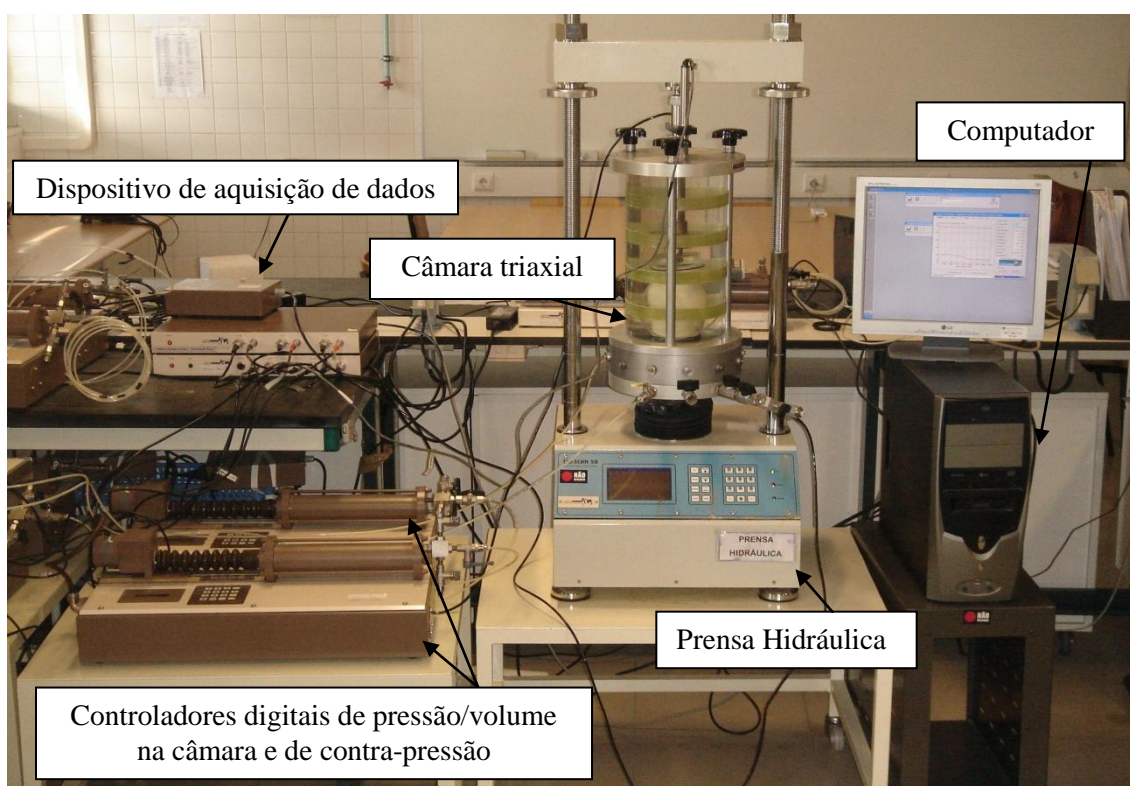


Figura 3.1 - Equipamento laboratorial

No topo da câmara encontra-se acoplada uma consola com um transdutor de deslocamentos axiais instalado. Para que seja possível aplicar forças axiais no provete é necessário que a câmara triaxial seja colocada na prensa hidráulica, sendo a força aplicada através de uma célula de carga submersível. Todas as pressões são aplicadas através da introdução de água desareada na câmara ou no provete, designadas por pressão na câmara e contra-pressão, respetivamente. Estas pressões são medidas e controladas pelos respetivos controladores digitais de pressão/volume, através dos quais é possível assegurar as condições em que os ensaios decorrem, nomeadamente, em condições drenadas ou não drenadas. É ainda de salientar que a contra-pressão pode ser introduzida no provete pela base ou pelo topo. As

pressões intersticiais desenvolvidas no interior do provete, são medidas através de um transdutor de pressão intersticial, ligado ao topo do provete através de um tubo. O registo de leituras como, a pressão intersticial no interior do provete, o deslocamento axial e a força axial são efetuadas através do dispositivo de aquisição de dados. O equipamento laboratorial apresentado encontra-se detalhadamente descrito em Faneco, (2011).

3.2.2 Software GDSLAB

O equipamento descrito é computacionalmente monitorizado pelo software GDSLAB, o qual é responsável pela aquisição, registo e cálculo de dados, no decorrer dos ensaios. Este dispõe de vários modos de atuação, designados de módulos de ensaio, que permitem realizar diferentes tipos de ensaios triaxiais. No contexto do presente estudo, apenas são realizados o módulo de saturação/consolidação (*Satcon*), e o módulo de consolidação K_0 (*K_0 consolidation*). O primeiro para a saturação dos provetes e o segundo para a realização dos ensaios de consolidação unidimensional.

O operador utilizado do módulo de consolidação K_0 , designa-se rampa de pressões radiais com medição do volume da contra-pressão (*Ramp radial stress with back volume measurement*). Este modo de operação, na literatura, é denominado por ensaio triaxial com controlo do volume, já apresentado anteriormente no subcapítulo 2.3.2. De seguida é apresentada uma breve descrição do operador utilizado.

Durante o processo, é aplicada pressão na câmara e o deslocamento axial do provete é lentamente ajustado para garantir que o diâmetro do provete se mantém constante, onde a variação do diâmetro do provete é calculado pela variação do volume da contra-pressão.

Na Figura 3.2, é apresentada a janela exibida pelo software para este operador, na qual é possível distinguir duas colunas de valores, uma designada por corrente (*Current*) e outra designada por objetivo (*Target*), em que os campos são preenchidos pelo utilizador. O utilizador necessita de introduzir o valor objetivo da tensão horizontal, a duração do ensaio em minutos e ainda preencher o campo referente à contra-pressão que deve ser mantida constante. É de salientar que os valores de tensão requeridos ao utilizador são em tensões totais, pois independentemente do ensaio decorrer em condições drenadas ou não drenadas, o software comanda os ensaios em tensões totais.

Note-se ainda que, como o software aplica pressões na câmara, a tensão efetiva vertical no fim do ensaio de consolidação K_0 não pode ser previamente estimada, pois esta depende do valor de K_0 e do valor final da tensão efetiva horizontal.

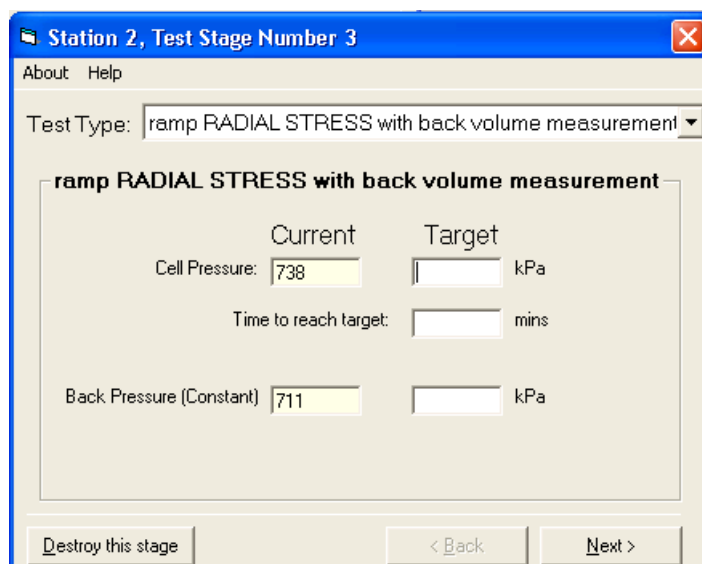


Figura 3.2 - Janela do operador rampa de pressões radiais com medição do volume da contra-pressão

Após o preenchimento da janela apresentada anteriormente é ainda necessário o preenchimento de outra janela, com o aspeto apresentado na Figura 3.3, que permite restringir o ensaio a condições de finalização. Essas condições são a força axial máxima (*Maximum Axial Load*), duração máxima (*Maximum Test Length*), deformação axial máxima e mínima (*Maximum Axial Strain* e *Minimum Axial Strain*) e a tensão máxima carga. O utilizador deve preencher estes campos com valores máximos ou mínimos que se pretende que não sejam excedidos.

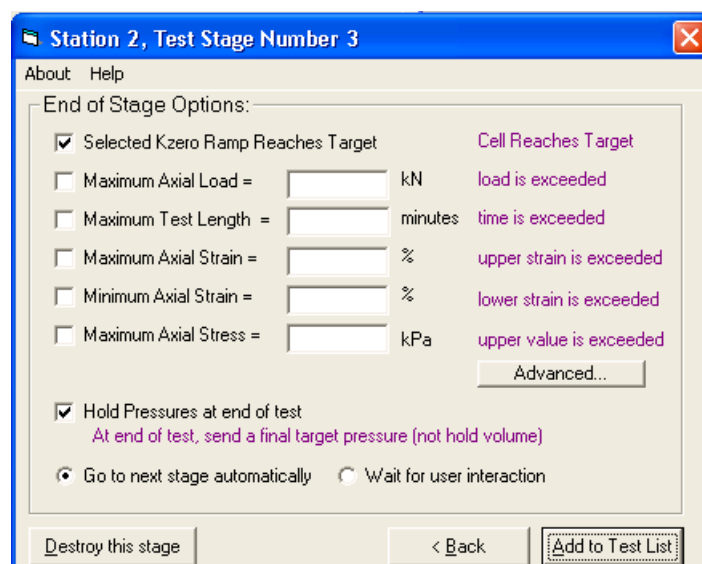


Figura 3.3 - Janela das condições de finalização do ensaio

O comportamento previsto para a pressão na câmara, bem como para a tensão vertical aplicada ao provete durante um ensaio de consolidação K_0 , num processo de carregamento, é apresentado na Figura 3.4. Em que ambas as tensões partem de um estado de tensão isotrópico,

devido ao processo anterior de saturação da amostra, a tensão efetiva horizontal apresenta um comportamento linear, e a tensão efetiva vertical sofre pequenos ajustes durante o processo de carga, por forma a anular a deformação radial obtida.

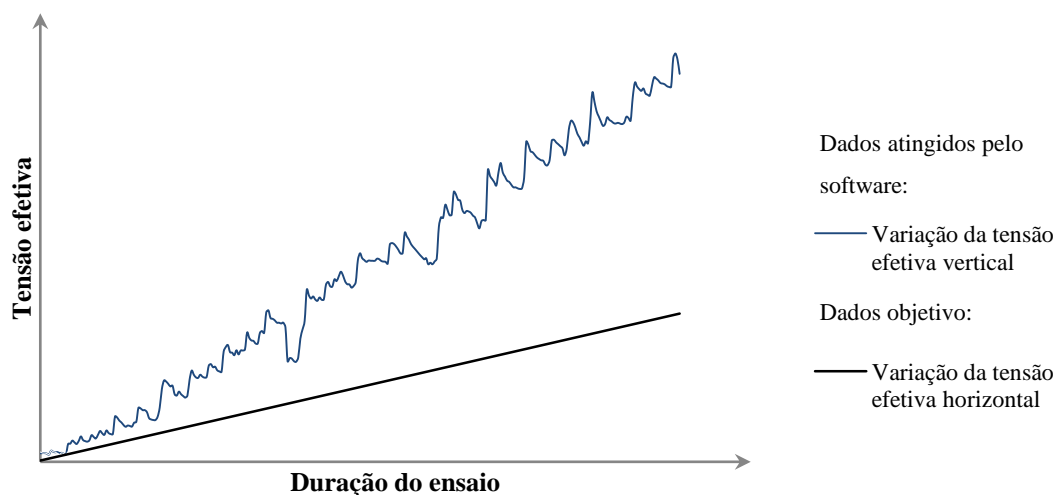


Figura 3.4 - Gráfico representativo do modo de atuação do software GDSLAB na execução de um ensaio de consolidação K_0 , durante um processo de carregamento

Da representação gráfica da trajetória de tensões efetivas durante o ensaio de consolidação K_0 , pretende-se obter a aproximação a uma linha média, que traduz a linha K_0 , tal como representado na Figura 3.5.

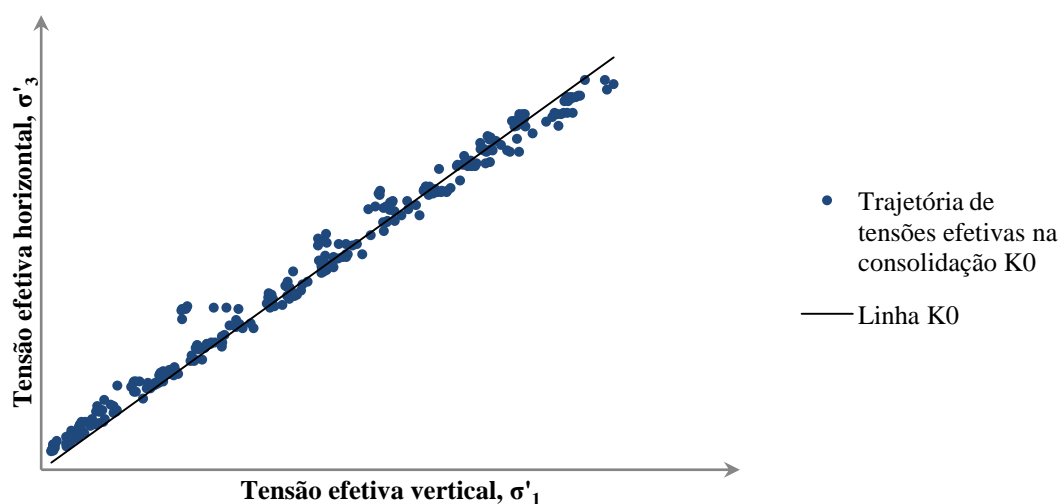


Figura 3.5 - Gráfico representativo da linha K_0 obtida durante um ensaio de consolidação K_0

3.3 Validação do ensaio triaxial de consolidação K_0

3.3.1 Metodologia

Neste subcapítulo pretende-se verificar as condições de validade impostas pelo equipamento laboratorial e verificar a credibilidade dos valores obtidos do coeficiente de impulso em repouso, em condições normalmente consolidadas e sobreconsolidadas.

Inicialmente é apresentada uma breve caracterização do material a ensaiar e são descritos alguns passos importantes do procedimento experimental. No anexo I, encontra-se o procedimento experimental adotado.

O primeiro ensaio realizado, 0903CK₀, em condições normalmente consolidadas, valida a condição de deformação radial nula e o excesso de pressão intersticial nulo, apresentando-se por fim o valor do coeficiente de impulso em repouso obtido.

Em seguida, efetua-se o estudo da taxa de carregamento, que incide nos ensaios 1904CK₀, 2105CK₀ e o 2509CK₀, nos quais são testadas taxas de carregamento de 3,5 kPa/h, 4,5 kPa/h e 6,0 kPa/h. Com este estudo pretende-se descobrir qual a maior taxa de carregamento a aplicar ao provete sem que se desenvolvam excessos de pressão intersticial prejudiciais aos resultados finais dos ensaios triaxiais de consolidação K_0 .

Por fim, pretende analisar-se com o ensaio 2105CK₀ o comportamento do solo em condições sobreconsolidadas.

Todos os ensaios de validação descritos encontram-se resumidamente no Quadro 3.1.

Estudos	Validação	Ensaio	Características de montagem dos provetes	
			Índice de vazios, e	Peso volúmico seco, γ_d
Solo NC	$\varepsilon_3 \approx 0$ e $\Delta u \approx 0$	0309CK ₀	0,9	14,0
Taxa de carregamento	-	1904CK ₀	0,7	15,6
Taxa de carregamento e Solo OC	$\varepsilon_3 \approx 0$ e $\Delta u \approx 0$	2105CK ₀		
Taxa de carregamento	-	2509CK ₀		

Quadro 3.1 - Resumo dos ensaios de validação

No anexo II, encontram-se os boletins de ensaios, com as tensões a que foram conduzidos todos os ensaios realizados.

Ao longo da apresentação dos valores das tensões dos ensaios efetuados, serão usualmente designados valores objetivo e valores atingidos, respetivamente os valores de σ_3 inseridos no software e os valores de σ_1 atingidos no final do ensaio.

3.3.2 Caracterização do material e procedimento experimental

O solo utilizado na presente investigação, é a areia Toyoura, cedida pelo Instituto Superior Técnico. Este solo é classificado como uma areia uniforme e fina, cuja curva granulométrica se encontra representada na Figura 3.6. As propriedades físicas da areia encontram-se indicadas no Quadro 3.2.

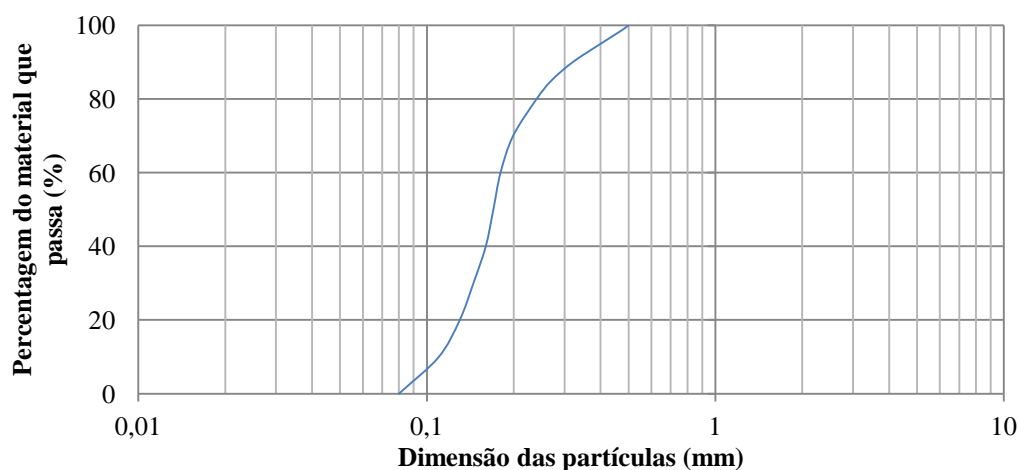


Figura 3.6 - Curva granulométrica da Toyoura Sand, Shahnazari et al.(2010)

G	$D_{50} (mm)$	C_u	e_{max}	e_{min}
2,65	0,17	1,63	0,977	0,597

Quadro 3.2 - Propriedades da areia Toyoura, Shahnazari et al.(2010)

Através de um ensaio triaxial clássico realizado em condições drenadas, após o provete ter sido submetido a um ensaio triaxial de consolidação K_0 , obteve-se um ângulo de resistência ao corte de 38° para a areia Toyoura.

Os provetes com as dimensões de 70 mm de diâmetro e 134 mm de altura, foram reconstituídos pelo método de deposição de areia seca, referido no Anexo I. Neste, o solo é depositado por camadas com recurso a um funil e compactando-se manualmente cada camada, com recurso a um pilão até à densidade desejada.

Os provetes foram inicialmente submetidos a uma circulação de dióxido de carbono (CO_2), de seguida introduziu-se água desareada e por fim procedeu-se à consolidação isotrópica até se conseguir a saturação do provete. A saturação do provete é controlada pelo parâmetro B de Skempton, e considerou-se completa para valores iguais ou superiores a 95%.

Em seguida, procede-se à consolidação K_0 , com o módulo de consolidação K_0 do GDSLAB anteriormente descrito. Este ensaio deve ser realizado com uma taxa de carregamento suficientemente lenta para permitir a drenagem da amostra e realizar os ensaios em condições

drenadas. Por esta razão, a variação da tensão efetiva é igual à variação de tensão total, pelo que, ao longo deste documento os ensaios serão tratados em termos de tensões efetivas.

3.3.3 1ª Carga

Para este estudo, realizou-se um primeiro ensaio em condições normalmente consolidadas, ensaio 0309CK₀, com o objetivo de se verificar o comportamento das trajetórias de tensões, as condições de deformação radial nula e de excesso de pressão intersticial e o valor de K₀ obtido. O ensaio foi conduzido com uma taxa de carregamento de 3 kPa/h até aos 300 kPa. Os dados encontram-se referidos no Quadro 3.3.

Ciclo	Duração do ensaio	Valores objetivo	Valores atingidos
		σ'_3 (kPa)	σ'_1 (kPa)
Carga	6000 min	300	740

Quadro 3.3 - Ciclo de carregamento estudado do ensaio 0309CK₀

Da aplicação deste carregamento, obtiveram-se as trajetórias de tensões efetivas horizontal e vertical, representadas graficamente na Figura 3.7. Tal como se pode constatar o equipamento aplica linearmente o carregamento horizontal até atingir o valor objetivo, enquanto o carregamento vertical apresenta pequenas oscilações que resultam do processo de ajuste deste carregamento por forma a garantir as condições K₀.

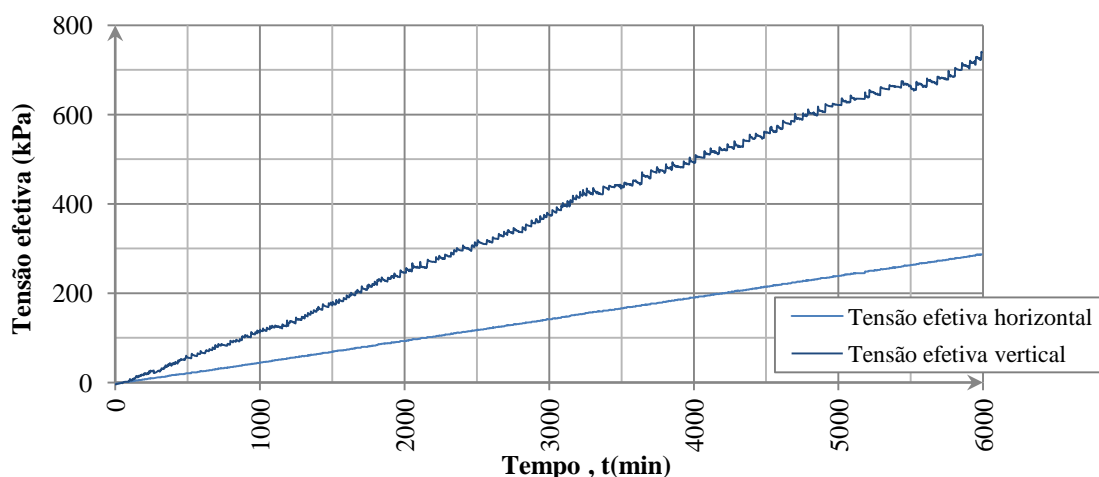


Figura 3.7 - Gráfico da variação da tensão efetiva horizontal e vertical durante o processo de carga, ensaio 0309CK₀

Condição de deformação radial nula

A evolução da razão entre as deformações radial e axial consoante é aplicado o carregamento axial, é apresentada na Figura 3.8. No início do processo de carregamento verifica-se uma maior instabilidade na relação entre as deformações, com o valor máximo de 5%, justificada pelo ajuste que o equipamento realiza no início do ensaio, quando passa de um carregamento isotrópico para um carregamento unidimensional. A partir da qual começa a estabilizar, em valores muito próximos do zero, aproximadamente 0,2%.

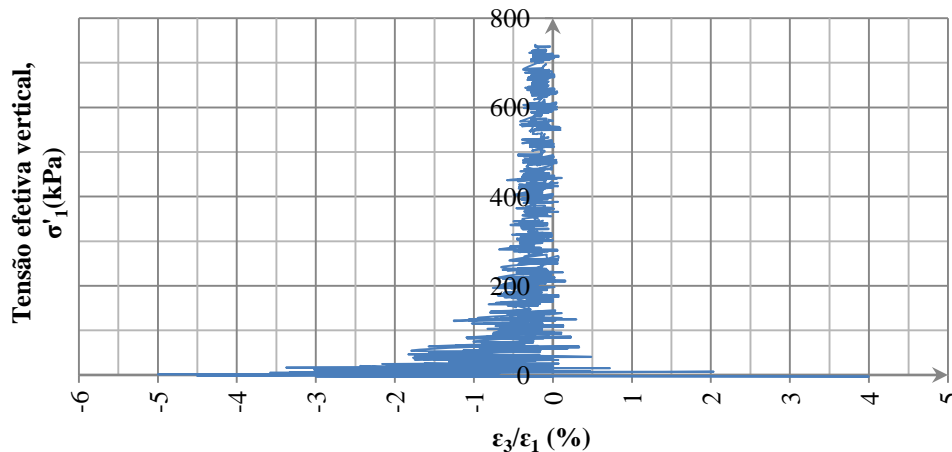


Figura 3.8 - Gráfico da evolução da razão entre deformações radiais e axiais com a tensão efetiva vertical, ensaio 0309CK₀

A razão entre deformações radiais e axiais máxima obtida de 5%, coincide com o máximo estabelecido por Eliadorani e Vaid (2005) como a razão limite para se obter estimativas credíveis do valor de K_0 .

Na Figura 3.9, representa-se a variação da área da secção transversal do provete no decorrer do ciclo de carga, da qual se pode constatar que a área do provete se mantém aproximadamente constante, com pequenas variações na ordem de $\pm 0,005\%$.

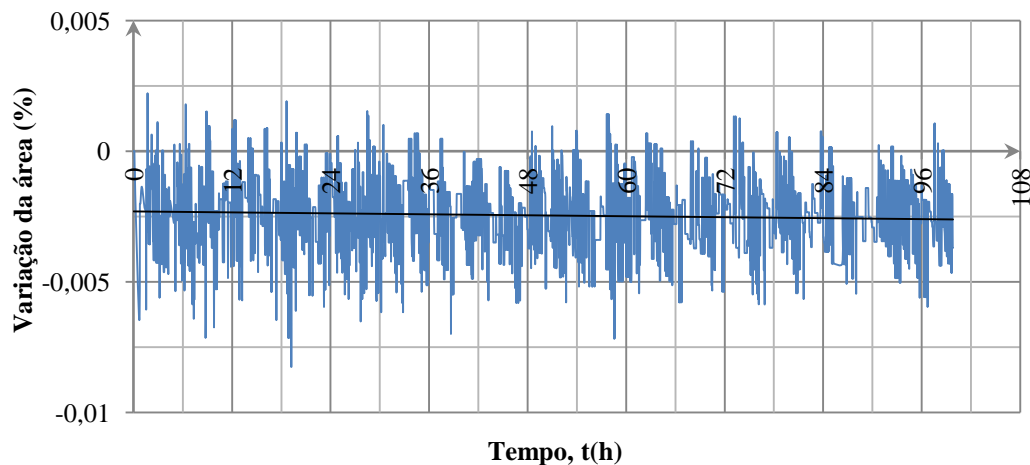


Figura 3.9 - Variação da área da secção transversal do provete durante o processo de carga, ensaio 0309CK₀

Excesso de pressão intersticial nula

A evolução do excesso de pressão intersticial com o aumento da tensão efetiva vertical e com o tempo, são apresentadas graficamente nas Figura 3.10 e 3.11 respetivamente. Como se pode verificar da análise destes gráficos o excesso de pressão intersticial máximo obtido é de aproximadamente $0,35 \text{ kPa}$, que representa aproximadamente $0,2\%$ da tensão efetiva vertical estudada. O que significa que a taxa de carregamento adotada, de 3 kPa/h , permite uma variação do excesso de pressão intersticial muito próximo do zero e de acordo com Siddique et al. (1995), logo favorável.

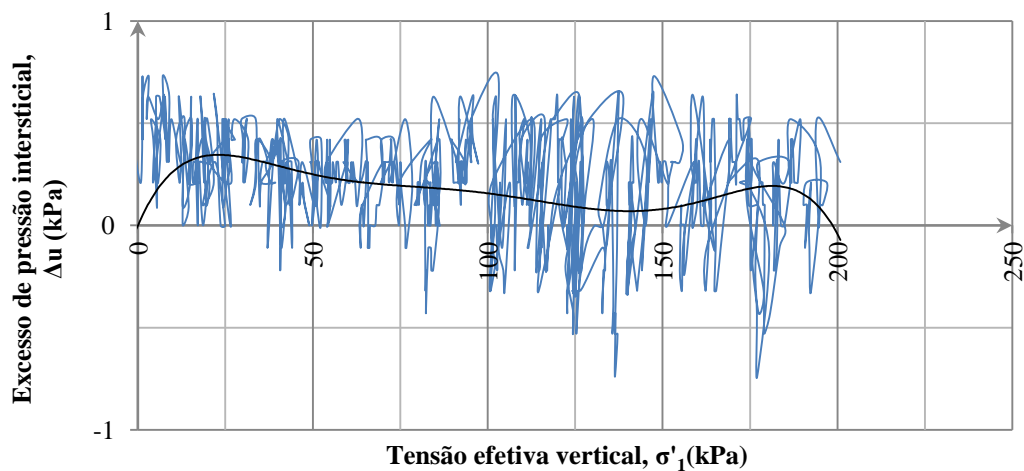


Figura 3.10 - Gráfico da evolução do excesso de pressão intersticial com a tensão efetiva vertical, ensaio 0309CK₀

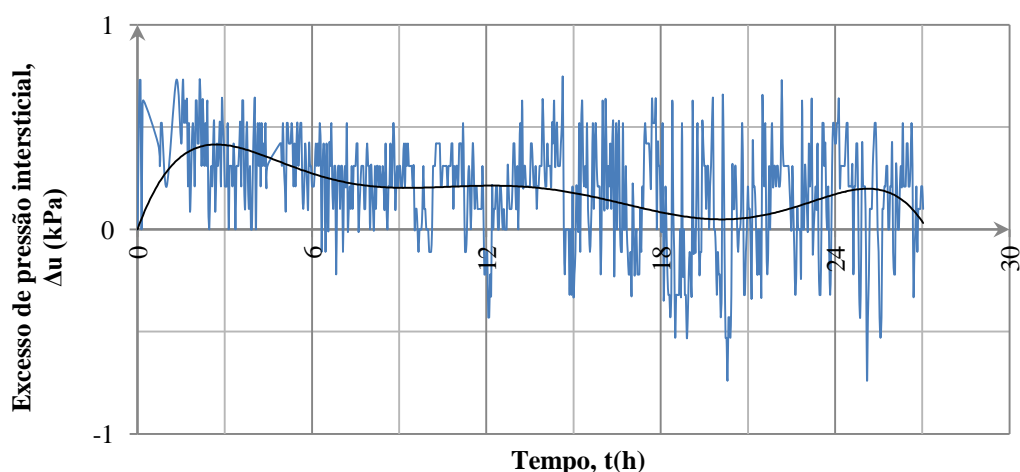


Figura 3.11 - Gráfico da evolução do excesso de pressão intersticial ao longo da carga, ensaio 0309CK₀

Coefficiente de impulso em repouso

A Figura 3.12 representa a trajetória de tensões efetivas verticais e horizontais, em condições K_0 , ou seja a linha K_0 . Como se pode verificar da reta de regressão linear ajustada à trajetória de tensões, o valor de K_0 obtido é de aproximadamente 0,39.

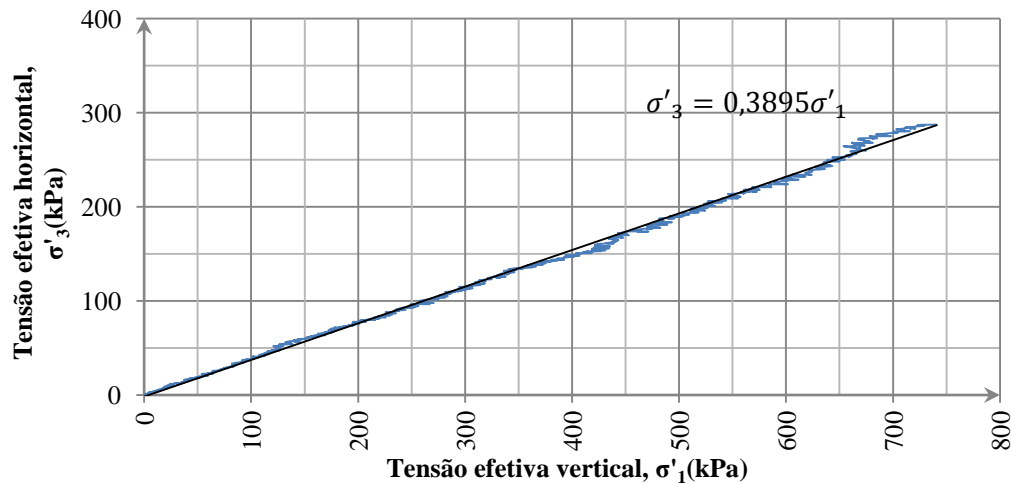


Figura 3.12 - Gráfico da consolidação K_0 , ensaio 0309CK $_0$

Como já referido, quando se procede a um ensaio de consolidação K_0 o solo parte de um estado de tensão isotrópico, ou seja, o valor de K_0 é unitário e decresce ao longo do processo de carregamento para um valor mínimo constante, verificar na Figura 3.13. Neste caso, o valor mínimo obtido de K_0 é de aproximadamente 0,39. O comportamento descrito está de acordo com o referido em Zhang et al. (1998).

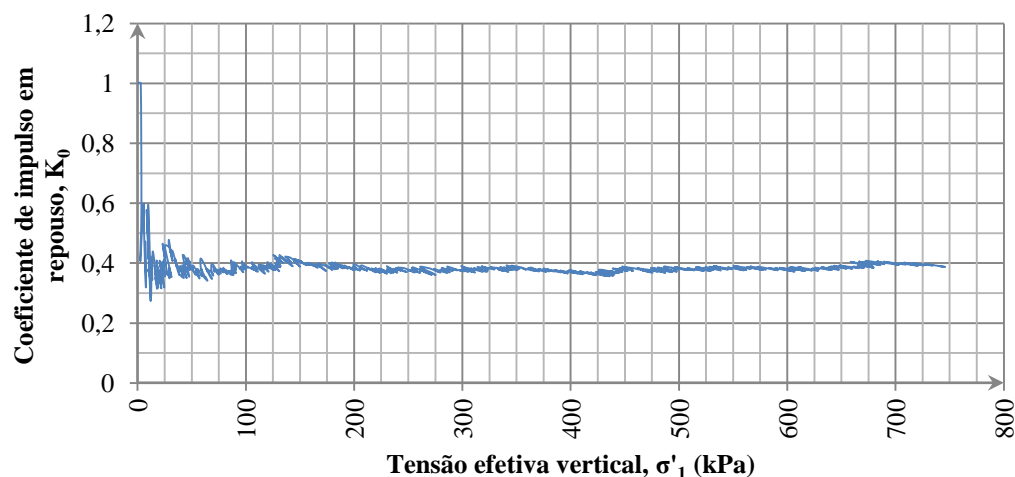


Figura 3.13 - Gráfico da evolução do valor de K_0 com a tensão efetiva vertical, ensaio 0309CK $_0$

No decorrer do ensaio é possível verificar o rearranjo que a estrutura do solo sofre, e verificar a compressibilidade do mesmo enquanto é aplicado o carregamento axial. Na Figura

3.14 é apresentada a evolução do índice de vazios com a aplicação de carregamento vertical, o gráfico típico de um ensaio edométrico.

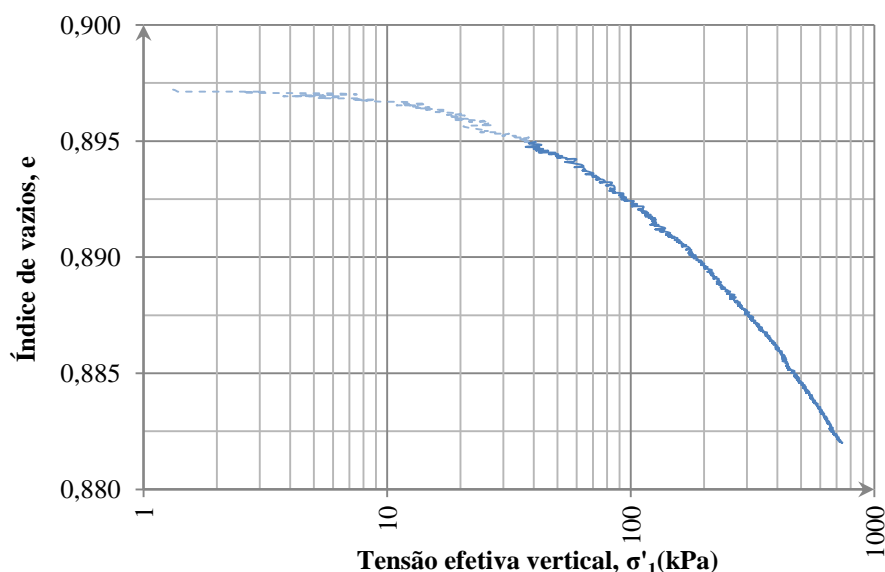


Figura 3.14 - Gráfico da evolução do índice de vazios com a tensão efetiva vertical em escala logarítmica, ensaio 0309CK₀

3.3.4 Taxa de carregamento

Validada a taxa de carregamento de $3,0 \text{ kPa/h}$, no ensaio anterior, pretende-se agora estudar taxas superiores, de modo a otimizar a duração dos ensaios.

Para o efeito realizaram-se os ensaios 1904CK₀, 2105CK₀ e 2509CK₀ nos quais se adotaram taxas de carregamento de $3,5 \text{ kPa/h}$, $4,5 \text{ kPa/h}$ e de $6,0 \text{ kPa/h}$. Destes ensaios, pretende-se avaliar o excesso de pressões intersticiais em ciclos de carga, tanto no solo em condições normalmente consolidadas como em condições sobreconsolidadas. É de salientar que este estudo foi realizado para um intervalo de tensões de 180kPa.

Solo normalmente consolidado, NC

Inicialmente apresenta-se o estudo realizado para o caso de solos em condições normalmente consolidadas. O excesso de pressão intersticial obtido para cada uma das taxas de carregamento referidas em função da evolução da tensão efetiva vertical, são apresentadas na Figura 3.15. Desta, verifica-se que a taxa de carregamento de $3,5 \text{ kPa/h}$ é a que desenvolve excessos de pressão intersticial menores, pois apresenta valores muito próximos do zero. A taxa de carregamento de $4,5 \text{ kPa/h}$ gera excessos de pressão intersticial superiores aos obtidos com a taxa anterior, mas apresenta tendência a diminuir e a estabilizar, destes excessos, para valores próximos do zero. A taxa de carregamento de $6,0 \text{ kPa/h}$ é a que gera maiores excessos de

pressão intersticial, no entanto verifica-se também, à semelhança da taxa de carregamento anterior, a tendência a diminuir e estabilizar, destes excessos, para valores muito próximos do zero. O valor máximo do excesso de pressão intersticial verificado, em condições normalmente consolidadas, é de aproximadamente $1,4\text{kPa}$, o que para uma tensão efetiva vertical de 180kPa , representa cerca de $0,8\%$ da tensão efetiva vertical ou seja muito inferior aos 5% da tensão efetiva vertical, considerada por Siddique et al. (1995) como o tolerável num ensaio de consolidação K_0 .

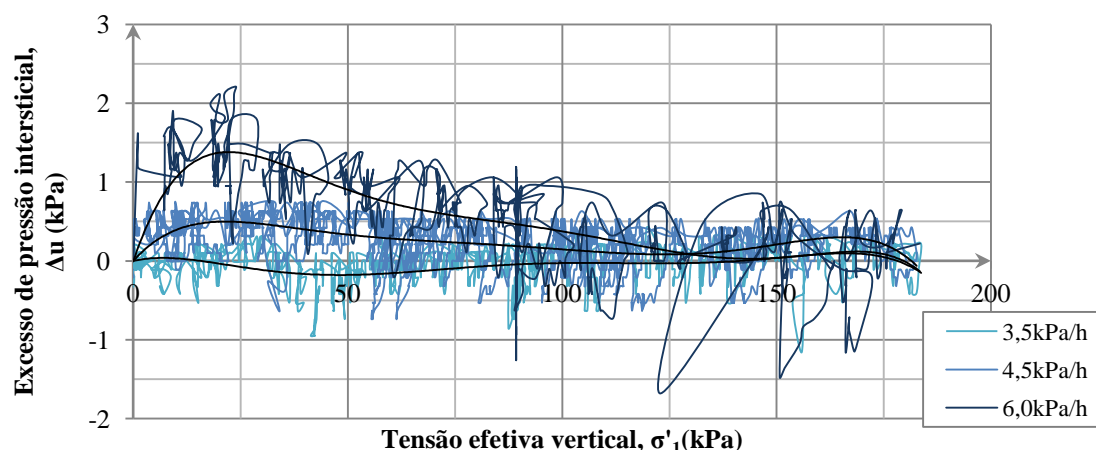


Figura 3.15 - Gráfico da evolução do excesso de pressão intersticial com a tensão efetiva vertical, em condições NC

Na Figura 3.16 é apresentada a dissipação dos excessos de pressão intersticial obtida para cada uma das taxas de carregamento em função do tempo decorrido, até completar o intervalo de tensão efetiva vertical de 180kPa . Nesta, verifica-se que quanto maior é a taxa de carregamento, mais tempo é necessário para a estabilização do excesso de pressão intersticial para valores próximos do zero.

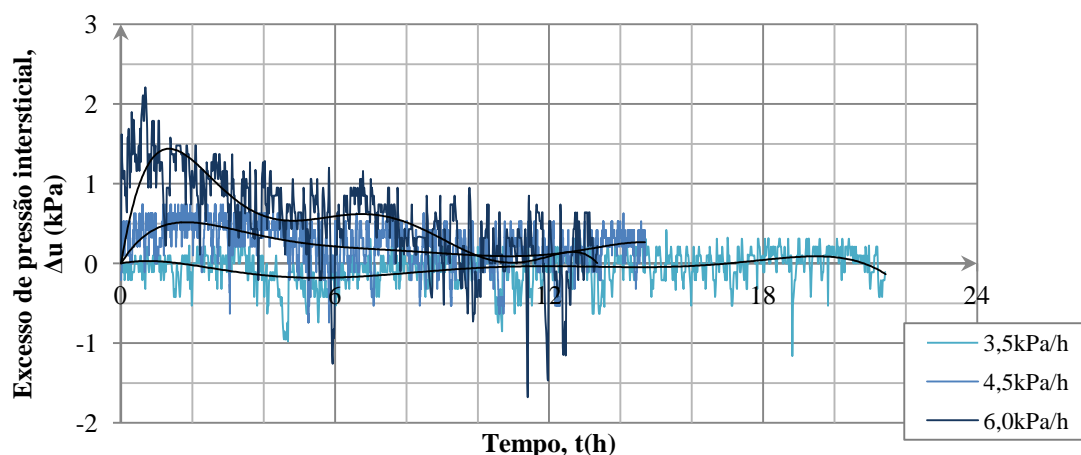


Figura 3.16 - Gráfico da evolução do excesso de pressão intersticial com a tensão efetiva vertical, em condições NC

Note-se que ao fim de 6,0 h o excesso de pressão intersticial para todas as taxas de carregamento tende a estabilizar para valores próximos do zero, e o valor de K_0 tende para valores próximos do final.

Assim, estas taxas são suficientes para uma dissipação eficiente dos excessos de pressão intersticial desenvolvidos no interior do provete, pelo que, em primeiro carregamento para este solo pode-se adotar uma taxa de carregamento de 6,0 kPa/h.

Solo sobreconsolidado, OC

Nos casos de solos sobreconsolidados reconstituídos, é esperado obter-se excessos de pressões intersticiais superiores aos obtidos em casos de solos normalmente consolidados, devido à diminuição da permeabilidade do solo. Apresentam-se assim, ensaios realizados com as mesmas taxas de carregamento, em que os carregamentos considerados se referem aos primeiros ciclos de recarga de cada ensaio indicado.

Na Figura 3.17, é apresentado o excesso de pressão intersticial obtida para cada uma das taxas de carregamento analisadas, em função da evolução da tensão efetiva vertical. Tal como expectável, verifica-se que o excesso de pressão intersticial apresenta variações superiores às verificadas no caso do solo normalmente consolidado, mas o excesso de pressão intersticial não estabiliza para valores próximos do zero. O valor máximo verificado do excesso de pressão intersticial é de aproximadamente 1,7 kPa, o que, para um intervalo de tensão efetiva vertical de 180 kPa, representa cerca 0,9%. Este valor continua dentro do limite de 5% considerado como aceitável por Siddique et al. (1995).

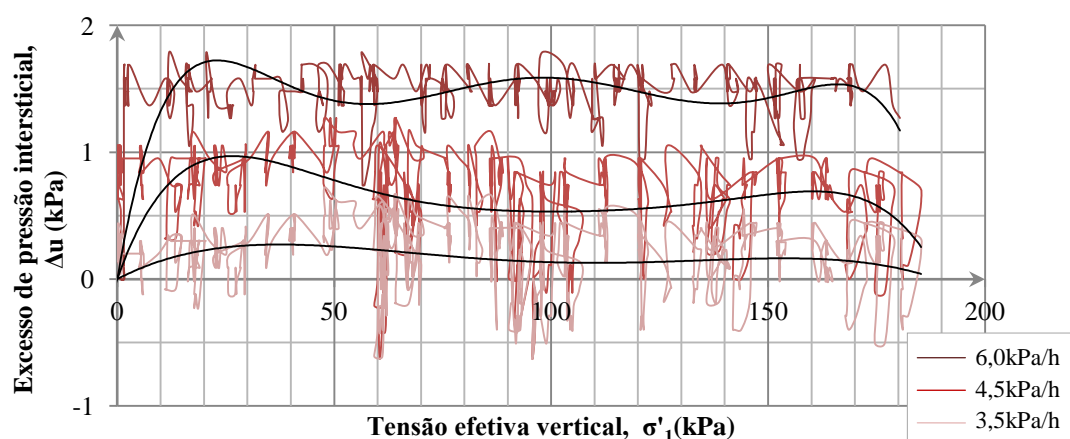


Figura 3.17 - Gráfico da evolução da dissipação do excesso de pressão intersticial com a tensão efetiva vertical, em condições OC

Das taxas de carregamento analisadas, embora a de 6,0 kPa/h não apresente o melhor comportamento, encontra-se conforme o estudo de Siddique et. al (1995), pelo que se admite que não desenvolve excessos de pressões intersticiais prejudiciais ao ensaio.

Comparação

Na Figura 3.18, apresenta-se a comparação entre o excesso de pressão intersticial obtido para a taxa de carregamento de $6,0 \text{ kPa/h}$, no ensaio 2105CK0, em condições normalmente consolidadas, com a obtida no ensaio 1904CK0, em condições sobreconsolidadas. Como se pode observar, o facto do solo se encontrar sobreconsolidado influencia no excesso de pressão intersticial desenvolvido no interior do provete.

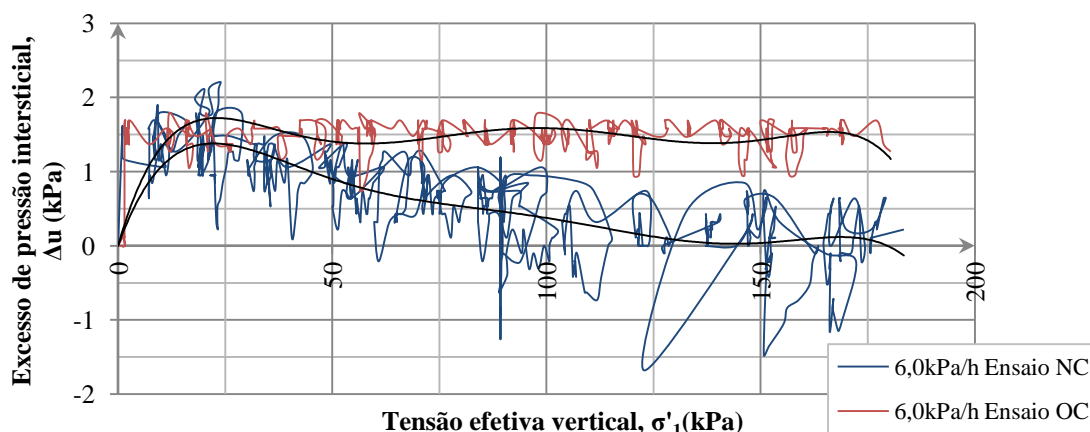


Figura 3.18 - Gráfico comparativo das taxas de carregamento de 6 kPa/h para o solo em condições NC e OC

Deste modo, conclui-se que a taxa de carregamento de $6,0 \text{ kPa/h}$ se adequa ao pretendido. No entanto, deverá tomar-se em atenção para ensaios futuros, a ordem de grandeza dos graus de sobreconsolidação. Pois, se a dissipação do excesso de pressão intersticial aumenta para um solo sobreconsolidado, é esperado que quanto maior for o grau de sobreconsolidação, maiores sejam os excessos de pressão intersticial desenvolvidos no interior do provete.

3.3.5 Carga-descarga-recarga

Para este estudo, realizou-se um ensaio em condições sobreconsolidadas, 2105CK₀, conduzido com uma taxa de carregamento de 6 kPa/h com um ciclo de carga-descarga-recarga. Para estes carregamentos, pretende-se estudar as condições de validade do ensaio, nomeadamente, a condição de deformação radial nula e o excesso de pressão intersticial nulo. E ainda verificar o valor de K_0 obtido no caso do solo sobreconsolidado, quer em descarga, quer em recarga. Os dados dos ciclos de carregamento estudados, encontram-se apresentados no Quadro 3.4. O grau de sobreconsolidação máximo, é obtido através da razão entre a tensão efetiva vertical máxima obtida, usualmente designada por tensão de pré-consolidação, com uma determinada tensão efetiva vertical mínima. Na recarga, não é apresentado o valor do grau de

sobreconsolidação, porque o solo encontra-se em condições sobreconsolidadas, para tensões efetivas verticais inferiores a 520kPa, e em condições normalmente consolidadas, para tensões efetivas verticais superiores a 520kPa.

Ciclo	Duração do ensaio (min)	Valores objetivo	Valores atingidos	OCR _{max}
		σ'_3 (kPa)	σ'_1 (kPa)	
Carga	2000	200	520	≈ 6,4
Descarga	1500	50	81	
Recarga	2000	250	650	-

Quadro 3.4 - Ciclos de carregamento do ensaio 2105CK₀

Da aplicação deste ciclo de carregamento, obteve-se as trajetórias de tensão efetiva horizontal e vertical, representadas na Figura 3.19. À semelhança do ensaio apresentado anteriormente, no estudo do solo normalmente consolidado, verifica-se que, em condições de descarga e de recarga o equipamento aplica linearmente o carregamento horizontal até atingir o valor objetivo na duração do ensaio programada, enquanto o carregamento vertical é ajustado por forma a garantir as condições K₀.

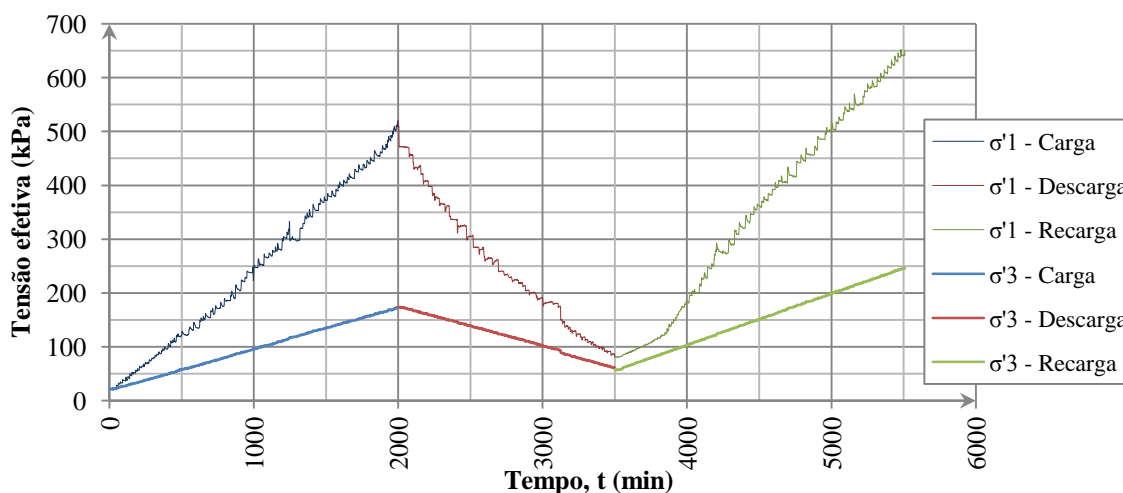


Figura 3.19 - Gráfico da variação da tensão efetiva horizontal e vertical durante o ciclo de carregamento, ensaio 2105CK₀

Condição de deformação radial nula

Neste caso, pretende-se obter para a carga/recarga, resultados da razão entre as deformações radial e axial, de acordo com os limites sugeridos por Eliadorani e Vaid (2005), e verificar-se na descarga, deformações nulas.

A evolução da relação entre as deformações radial e axial com a tensão efetiva vertical, é representada graficamente na Figura 3.20.

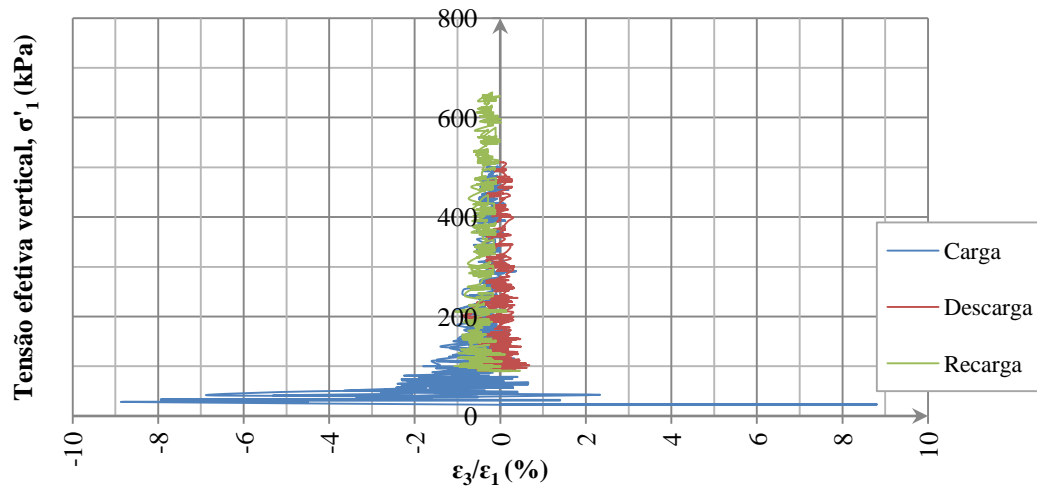


Figura 3.20 - Gráfico da evolução da relação entre deformações radial e axial com a tensão efetiva vertical, ensaio 2105CK₀

A razão máxima entre as deformações radial e axial obtida de 9% excede o valor limite, considerado por Eliadorani e Vaid (2005), como aceitável. No entanto, estes valores registados acontecem numa fase inicial do ensaio, em que o software se encontra numa fase de ajuste do carregamento axial face às deformações radiais registadas. Este comportamento parece muito pontual, mas é importante verificar o tempo que o software demora a equilibrar os valores obtidos das deformações. Assim, na Figura 3.21, apresenta-se a evolução da razão entre deformações radiais e axiais num determinado intervalo de tempo, da carga, verificando-se que o equipamento demora aproximadamente 2h até conseguir minimizar os valores iniciais de 9% para valores inferiores aos limites considerados como aceitáveis por Eliadorani e Vaid (2005).

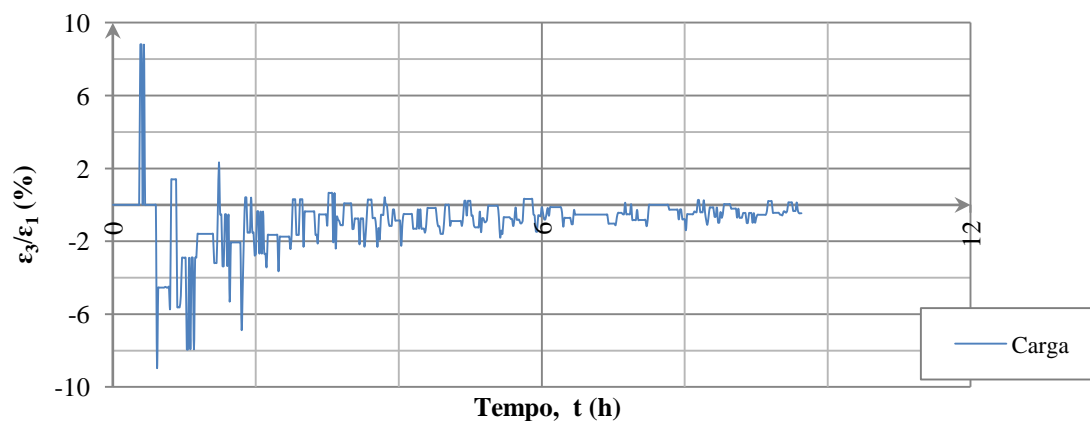


Figura 3.21 - Gráfico da evolução da razão entre deformações radiais e axiais num determinado intervalo de tempo

Como no ciclo de carga obtiveram-se valores das razões entre as deformações radiais e axiais que excedem o limite máximo, imposto por Eliadorani e Vaid (2005), como aceitável. É necessário verificar mais adiante na análise do coeficiente de impulso em repouso, que consequências acarretam estas deformações obtidas, pois é possível que a adoção de taxas de carregamento superiores, tornem o processo de ajuste entre a deformação radial e carregamento axial mais descontrolado, obtendo-se deformações superiores às esperadas.

Na descarga, a razão entre as deformações obtidas apresenta uma divergência máxima de aproximadamente 0,35% que tende a diminuir ao longo deste ciclo. Contudo, considera-se esta divergência desprezável e que o equipamento funciona bem na descarga.

Na recarga, verificam-se deformações aproximadamente constantes e com uma ligeira tendência a diminuir ao longo do processo, apresentando valores máximos iniciais na ordem de 0,5%.

Na Figura 3.22, é apresentada a variação da secção transversal do provete no decorrer do ensaio. Da qual se verifica, nas 2h iniciais da carga, variações de maior amplitude, de aproximadamente 0,006%, que correspondem à situação indicada anteriormente. Apesar desta situação, tanto na carga como na recarga a área mantém-se aproximadamente constante com variações na ordem de 0,003% e na descarga a área mantém-se aproximadamente nula com variações também na ordem de 0,003%.

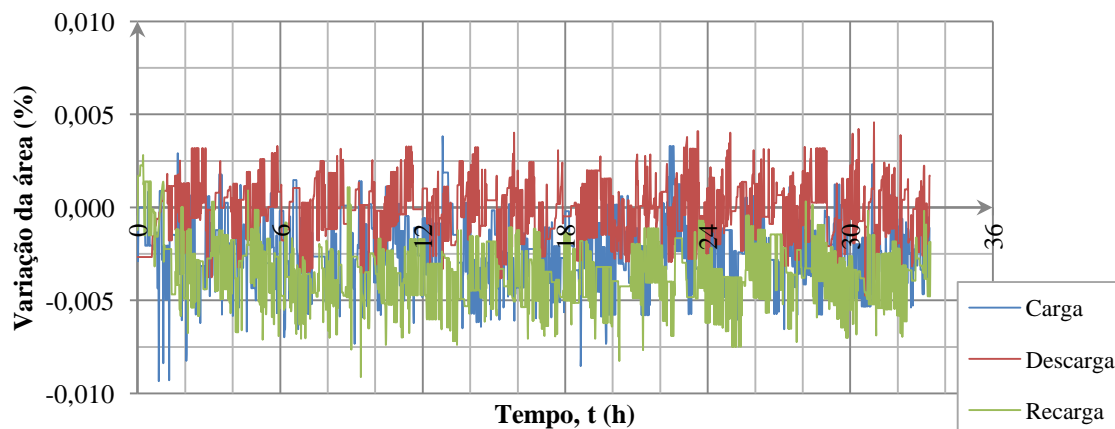


Figura 3.22 - Gráfico da variação da área da secção transversal do provete durante todo o processo de carga-descarga-recarga, ensaio 2105CK₀

Excesso de pressão intersticial

Na Figura 3.23, apresenta-se a evolução do excesso de pressão intersticial com o aumento da tensão efetiva vertical, para a carga, descarga e recarga. É de salientar que a figura apresentada apenas trata um intervalo de tensão efetiva vertical de 200kPa.

Tal como constatado em 3.3.4, também neste caso se verifica que no solo sobreconsolidado se desenvolvem excessos de pressão intersticial superiores aos desenvolvidos

no solo normalmente consolidado. O valor máximo obtido de dissipação de excesso de pressão intersticial é de $2,9\text{kPa}$, que representa aproximadamente 1,5% do carregamento vertical apresentado, e por isso, encontra-se de acordo com Siddique et al. (1995).

Verifica-se ainda que na descarga tendem a desenvolver-se excessos de pressão intersticial negativos na ordem de $1,0\text{kPa}$.

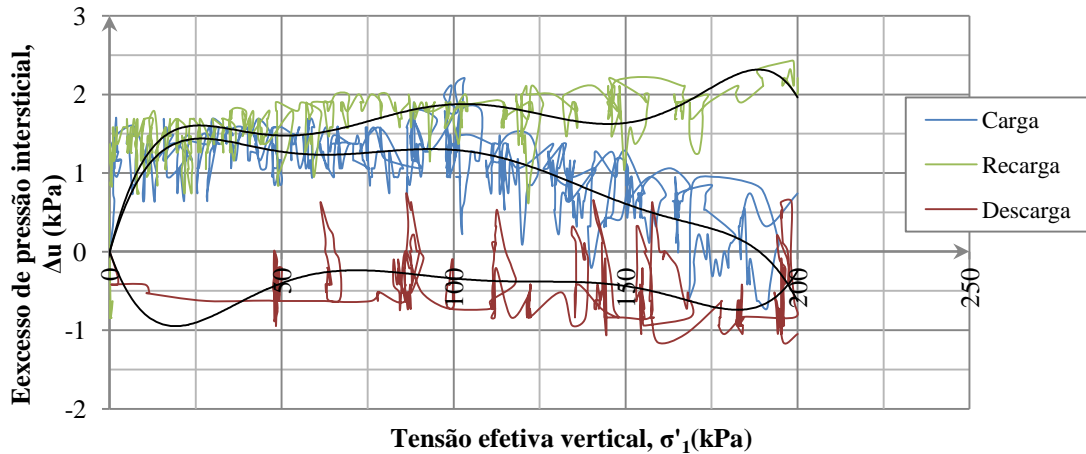


Figura 3.23 - Gráfico da evolução da dissipação do excesso de pressão intersticial com a tensão efetiva vertical, ensaio 2105CK₀

Coefficiente de impulso em repouso

Através da representação do gráfico da consolidação K_0 , apresentado na Figura 3.24, procede-se à análise do coeficiente de impulso em repouso no solo sobreconsolidado.

Na carga, verifica-se que a trajetória de K_0 é constante e apresenta o valor de aproximadamente 0,31. Tal como se pode verificar, as deformações iniciais registadas não afetaram a trajetória de K_0 . Deste modo, conclui-se que no método laboratorial utilizado, uma razão entre as deformações radiais e axiais de 9%, não apresenta influência na trajetória do coeficiente de impulso em repouso, desde que ocorra numa fase inicial.

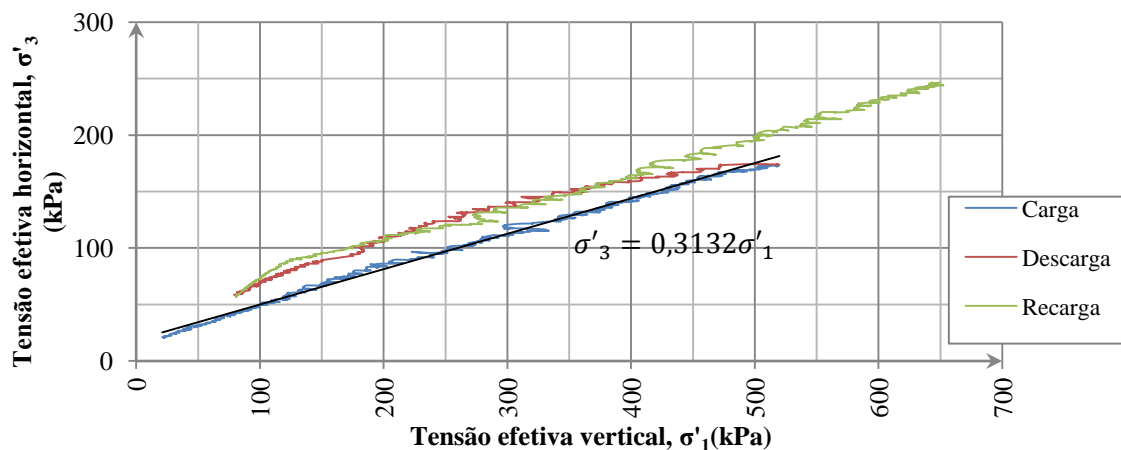


Figura 3.24 - Gráfico da consolidação K_0 , ensaio 2105CK₀

Na descarga, o solo encontra-se sobreconsolidado, e apresenta comportamento não linear. Verifica-se também que a trajetória obtida coincide com o apresentado no subcapítulo 2.2.3, em que as tensões efetivas horizontais são superiores face à carga.

Na recarga, até se atingir a tensão de pré-consolidação, de 520kPa , apresenta um comportamento muito próximo da descarga. A partir da tensão de pré-consolidação, a trajetória apresenta comportamento linear. Neste caso, não se verifica a trajetória de tensões na recarga como é apresentada em 2.2.3.

Neste tipo de ensaio, em que se introduz uma história de tensões no solo, com o intuito de se induzir no solo diferentes graus de sobreconsolidação, torna-se mais relevante a observação da representação gráfica típica do ensaio edométrico, tal como apresentado na Figura 3.25. Através da qual, é possível verificar o grau de sobreconsolidação máximo de 6,4 e o comportamento do solo na recarga quando ultrapassa a tensão de pré-consolidação e passa para a curva de compressão virgem, passando o valor de K_0 a ser constante.

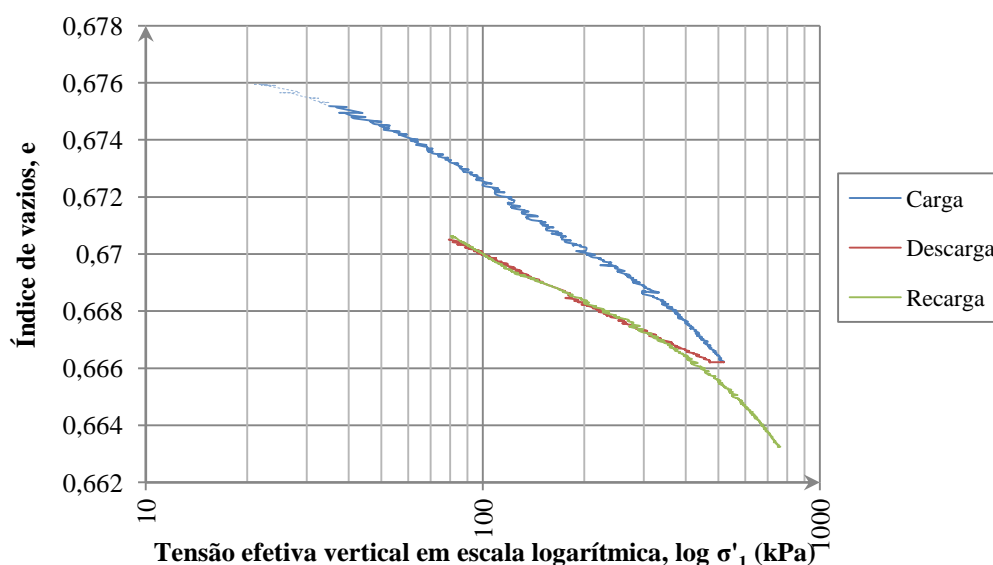


Figura 3.25 - Gráfico da evolução do índice de vazios com a tensão efetiva vertical, ensaio 2105CK₀

Na Figura 3.26, apresenta-se a evolução do valor de K_0 com a tensão efetiva vertical, e verifica-se, tanto na carga como na recarga, que a partir de determinado ponto do carregamento vertical, o valor de K_0 tende a estabilizar para um valor mínimo e aproximadamente constante, K_{\min} . Este comportamento verifica-se na carga a partir da tensão efetiva vertical de 350kPa , e na recarga a partir da tensão de pré-consolidação de 520kPa .

Os valores do coeficiente de impulso em repouso obtidos, no caso do solo sobreconsolidado, confirmam que este parâmetro depende do grau de sobreconsolidação.

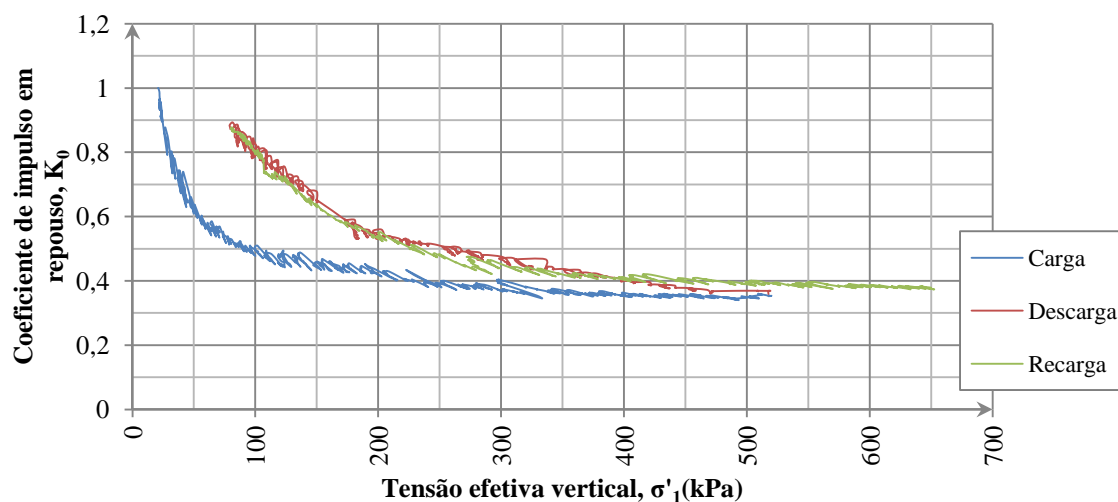


Figura 3.26 - Gráfico da evolução do valor de K_0 com a tensão efetiva vertical, ensaio 2105CK₀

3.3.6 Conclusões Parciais

Os ensaios de validação realizados permitiram confirmar a adequabilidade do método laboratorial escolhido para a execução dos ensaios triaxiais de consolidação K_0 quer em termos de equipamento, quer em termos de software.

Na metodologia de execução do ensaio é necessário ter presente, que as tensões efetivas verticais no fim do ensaio de consolidação K_0 não podem ser previamente estimadas, pois estas dependem do valor de K_0 e do valor final da tensão efetiva horizontal.

O método laboratorial utilizado permitiu obter deformações radiais e excessos de pressão intersticial dentro de limites aceitáveis.

Conclui-se que a taxa de carregamento de 6kPa/h permite otimizar a duração dos ensaios, sem que se desenvolvam excessos de pressão intersticial no interior do provete prejudiciais aos ensaios.

Para ensaios futuros, por forma a atingir-se graus de sobreconsolidação superiores, é necessário que a ordem de grandeza das tensões horizontais adotada seja superior às do estudo anterior.

4. Ensaio triaxial de consolidação K_0

4.1 Objetivos

Segundo Mayne e Kulhawy (1982), o comportamento de K_0 obtido em ciclos consecutivos de carga-descarga ainda permanece por estudar. Neste capítulo, pretende-se colocar em prática as observações e os estudos apresentados no capítulo anterior, sobre as condições de realização de um ensaio triaxial de consolidação K_0 , por forma a efetuar uma análise da variação do coeficiente de impulso em repouso com o grau de sobreconsolidação de uma areia.

Descrevem-se as características físicas do provete reconstituído com areia Toyoura e os ciclos de carregamento estudados num ensaio denominado 0507CK₀. Por forma a evidenciar a influência do OCR no valor de K_0 , realizam-se três ciclos de carga-descarga. À semelhança, do apresentado no capítulo anterior, são confirmadas as condições de validade do ensaio, nomeadamente a condição de deformação radial e o excesso de pressão intersticial, ambos nulos ou dentro dos limites estudados e considerados como aceitáveis. De seguida, procede-se à análise da trajetória de tensões no presente estudo por forma a verificar os resultados obtidos. Depois, apresenta-se a comparação com outros autores, onde são apresentados os resultados do presente estudo e os resultados provenientes da aplicação das fórmulas empíricas dos autores, apresentadas no ponto 2.6.1. Com o intuito de se verificar a variação de K_0 com OCR e ainda da adequabilidade das fórmulas empíricas sugeridas pelos autores apresentados.

Por fim, mediante os resultados obtidos ao longo deste capítulo, propõem-se fórmulas empíricas que estimem o valor de K_0 numa areia sobreconsolidada, designadamente em condições de descarga e de recarga.

4.2 Metodologia adotada

Para o ensaio triaxial de consolidação K_0 realizado, foi montado um provete de areia Toyoura, reconstituído com 70mm de diâmetro e 134mm de altura, através do método de deposição de areia seca, de acordo com o procedimento experimental e as características, descritos no ponto 3.3.2. O provete reconstituído apresenta as características físicas indicadas no Quadro 4.1. Foi ainda realizado um ensaio de corte triaxial, consolidado drenado, tendo-se obtido o valor de 38° para o ângulo de resistência ao corte.

Solo	Peso volúmico seco, $\gamma_d(kN/m^3)$	Índice de vazios, e
Areia Toyoura	15,6	0,7

Quadro 4.1 - Propriedades físicas do provete do 0507CK₀

São realizados três ciclos de carga-descarga, com a taxa de carregamento de $6kPa/h$, como referido no capítulo anterior. Os carregamentos são adotados em tensões efetivas horizontais com grande amplitude, por forma a conseguir-se obter uma vasta gama de graus de sobreconsolidação. No Quadro 4.2, são apresentados os ciclos de carregamento realizados, a duração do ensaio, os valores objetivo de tensão efetiva horizontal, os valores de tensão efetiva vertical atingidos pelo software, e os graus de sobreconsolidação máximos obtidos. O procedimento experimental seguido para a realização do ensaio triaxial de consolidação K_0 é igual ao apresentado no capítulo anterior.

Ciclo	Duração do ensaio (min)	Valores objetivo	Valores atingidos	OCR _{max}
		$\sigma'_3 (kPa)$	$\sigma'_1 (kPa)$	
Carga	2000	200	525	$\approx 14,9$
1ª Descarga	1500	50	35	
1ª Recarga	2500	300	617	$\approx 17,2$
2ª Descarga	2500	50	36	
2ª Recarga	4500	500	1044	$\approx 30,7$
3ª Descarga	4500	50	34	

Quadro 4.2 - Ciclos de carregamento do ensaio 0507CK₀

4.3 Verificação das condições de validade do ensaio

À semelhança do realizado no capítulo anterior, são aqui apresentadas as condições fundamentais de validação deste ensaio.

A relação entre as deformações radial e axial com a tensão efetiva vertical, é apresentada na Figura 4.1. Como se pode constatar, o provete sofre uma maior discrepância entre as deformações na fase inicial do ensaio, atingindo o valor máximo de 5,8%. No decorrer dos carregamentos as deformações tendem a diminuir para valores muito próximos do zero. Do ensaio 2105CK₀ analisado no capítulo anterior, considera-se que o valor máximo de deformações obtidas neste caso, não interfere com a trajetória de K_0 .

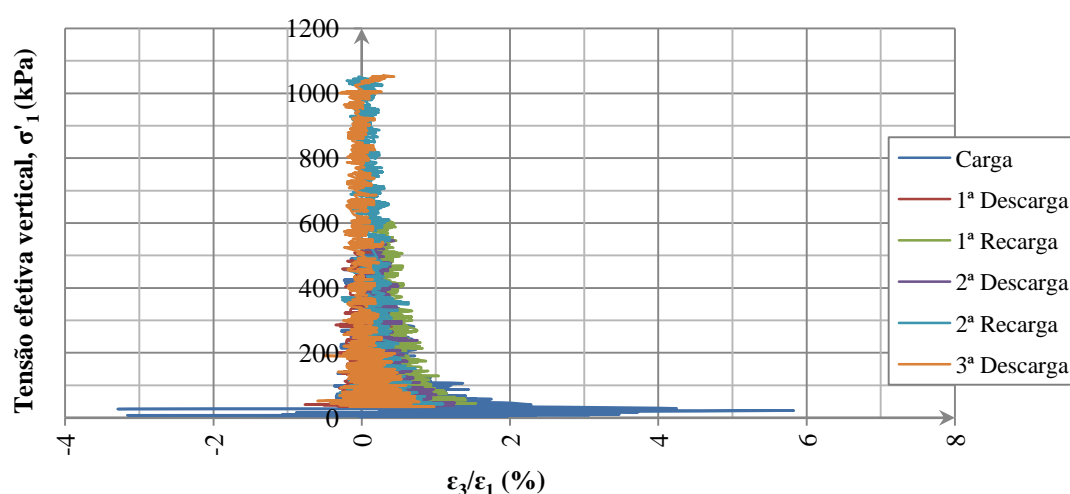


Figura 4.1 - Gráfico da evolução entre as deformações radial e axial com a tensão efetiva vertical

A representação da variação da secção transversal do provete no decorrer do ensaio, é apresentada na Figura 4.2. Da qual se verifica, que o valor da área da secção transversal do provete mantém-se aproximadamente constante ao longo dos carregamentos.

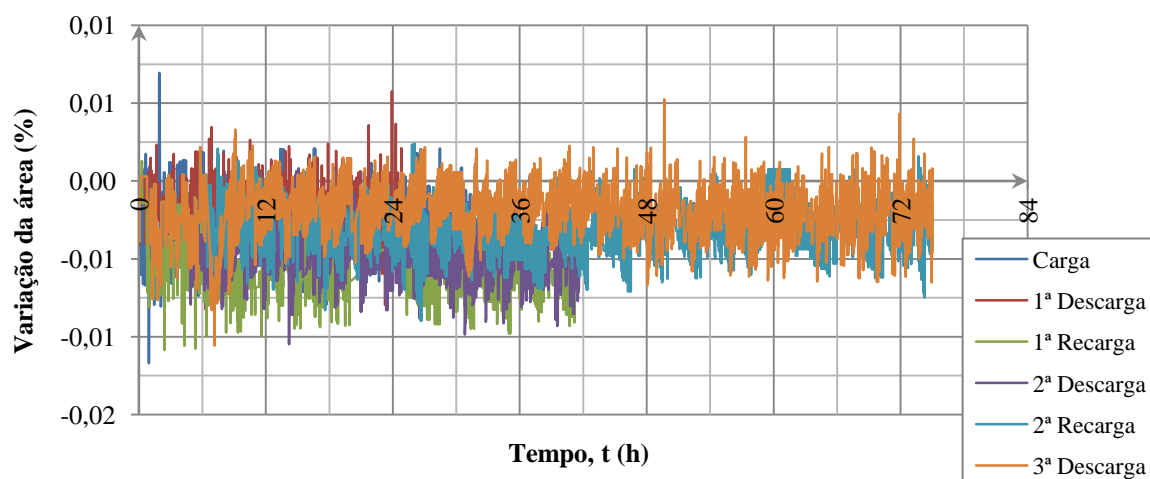


Figura 4.2 - Gráfico da variação da secção transversal do provete no decorrer do ensaio

A dissipação do excesso de pressão intersticial com a tensão efetiva vertical, é representada na Figura 4.3, num intervalo de tensão de 500 kPa .

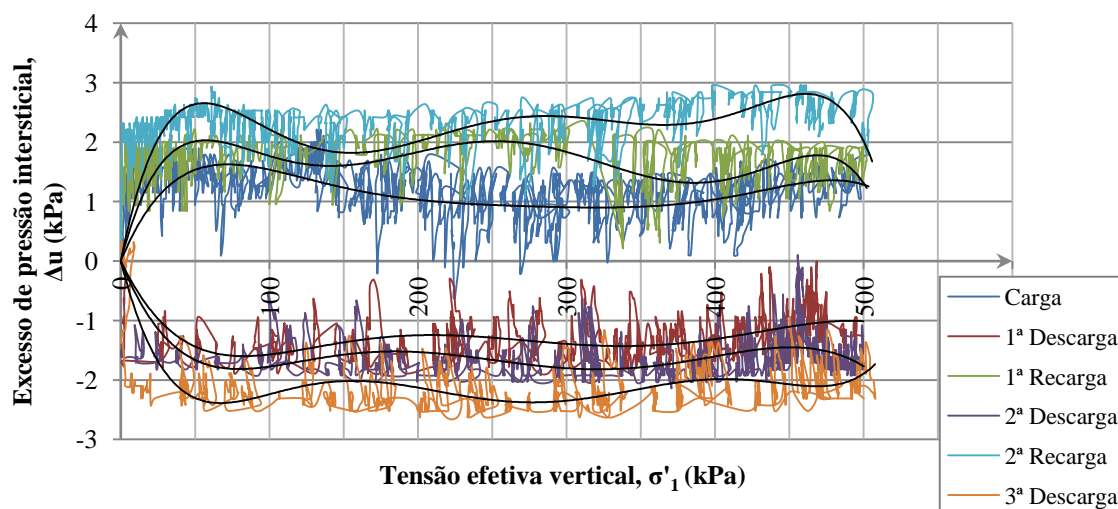


Figura 4.3 - Gráfico da evolução da dissipação do excesso de pressão intersticial com a tensão efetiva vertical

Nas cargas, verifica-se que o aumento do grau de sobreconsolidação tende a aumentar o excesso de pressão intersticial. O valor máximo de dissipação do excesso de pressão intersticial, que se verifica, é aproximadamente $2,7\text{ kPa}$, que representa aproximadamente $0,5\%$ da tensão efetiva vertical analisada, pelo que continua conforme o estudado por Siddique et al. (1995).

Nas descargas, verifica-se que se desenvolvem excessos de pressão intersticial negativos, que tendem a aumentar com o grau de sobreconsolidação.

4.4 Trajetória de tensões

4.4.1 Valores obtidos

Como o objetivo do ensaio triaxial de consolidação K_0 , $0,507CK_0$, é a análise da variação de K_0 com OCR, inicialmente apresenta-se o gráfico típico do ensaio edométrico, através da Figura 4.4. Por forma, a verificar-se as tensões de pré-consolidação e os graus de sobreconsolidação atingidos e a esclarecer para que tensões efetivas verticais o solo se encontra normalmente consolidado ou sobreconsolidado. Da análise da Figura 4.4, verifica-se que se atingiu as seguintes tensões de pré-consolidação: de 525 kPa , na primeira carga, de 617 kPa , na primeira recarga, e de 1044 kPa , na segunda recarga. Da análise de cada um dos ciclos de carga-descarga, pode-se determinar para cada ponto de tensão efetiva vertical o grau de sobreconsolidação, OCR, e para os valores mínimos de tensão efetiva vertical, o grau de sobreconsolidação máximo, OCR_{max} . Tal

como apresentado no Quadro 4.2, obteve-se os seguintes graus de sobreconsolidação máximos: 14,9; 17,2 e 30,7; para o primeiro, segundo e terceiro ciclo de carga-descarga, respetivamente.

Para a análise do valor de K_0 é necessário perceber quando o solo se encontra em condições normalmente consolidadas ou sobreconsolidadas. Vejamos, na carga o solo atinge o ramo de compressão virgem para a tensão efetiva vertical de aproximadamente 25 *kPa*, a partir da qual se encontra normalmente consolidado até atingir a tensão de pré-consolidação de 525 *kPa*. Na primeira descarga, tal como nas seguintes, o solo encontra-se sobreconsolidado, pois as tensões efetivas verticais são sempre inferiores à de pré-consolidação atingida na carga/recarga anterior. Na primeira recarga, o solo encontra-se sobreconsolidado para tensões efetivas verticais inferiores à tensão de pré-consolidação de 525 *kPa*, e a partir desta, normalmente consolidado até atingir a novamente uma tensão de pré-consolidação de 617 *kPa*. Na segunda recarga, o solo encontra-se sobreconsolidado até atingir a tensão de pré-consolidação de 617 *kPa*, a partir da qual se encontra em condições normalmente consolidadas até atingir novamente a tensão de pré-consolidação de 1044 *kPa*.

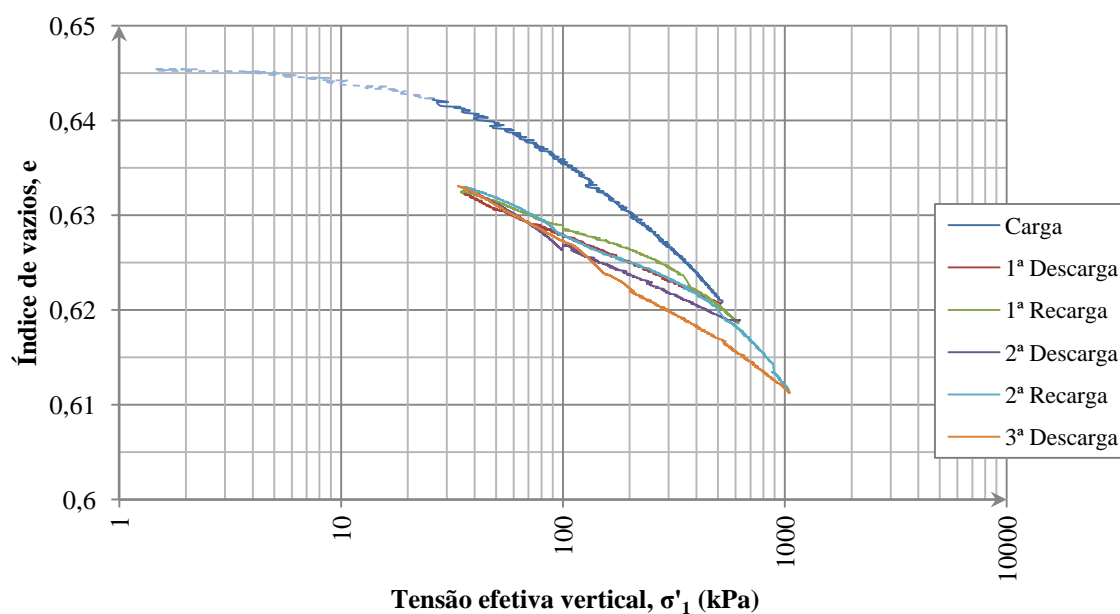
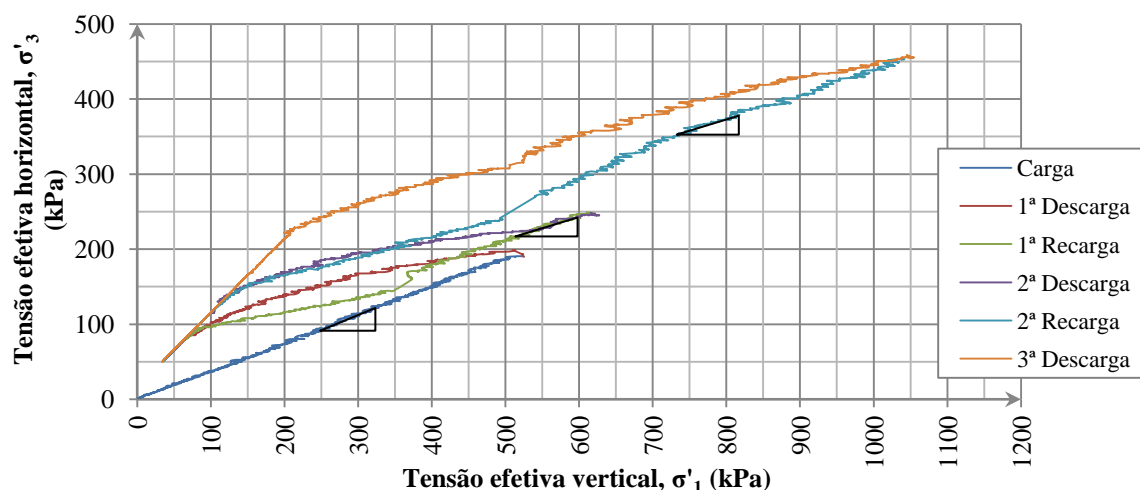
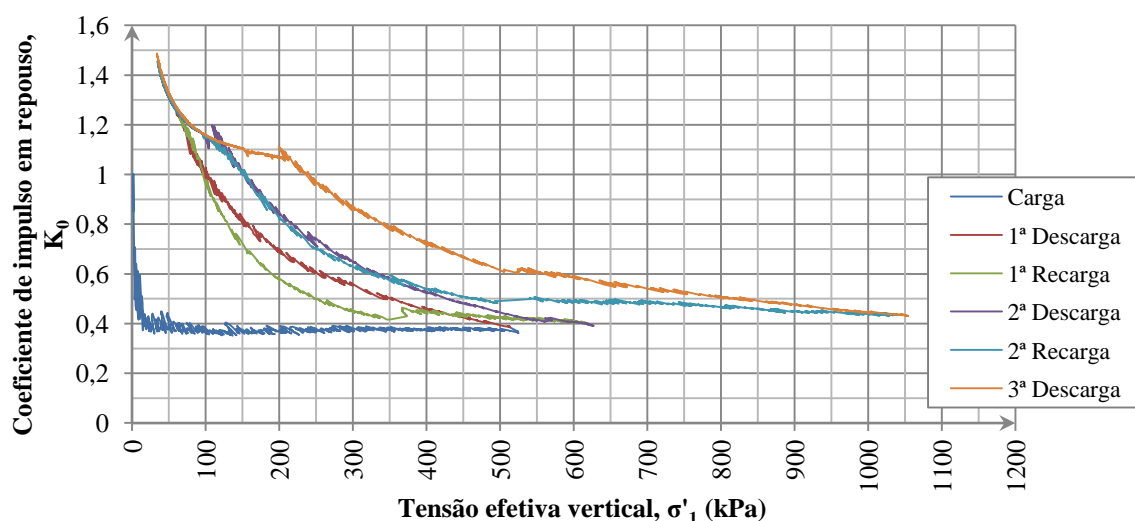


Figura 4.4 - Gráfico da variação do índice de vazios em relação à tensão efetiva vertical

As trajetórias de tensões obtidas durante o ensaio triaxial de consolidação K_0 , 0507CK₀, para os ciclos de carregamento apresentados no Quadro 4.2, são representadas graficamente na Figura 4.5. Desta é possível verificar que a trajetória de tensões é linear na carga, o que implica um valor de K_0 constante, e não linear nas descargas, ou seja, com valor de K_0 variável. Nas recargas, observa-se sempre uma clara distinção entre o 1º troço, não linear, e o 2º, linear. Estes aspetos, estão relacionados com o facto do solo se encontrar normalmente consolidado ou sobreconsolidado. Verifica-se ainda, que no fim das descargas e no início das recargas, a trajetória de tensões é linear e tende sempre para o mesmo estado de tensões efetivas verticais.


Figura 4.5 - Gráfico da consolidação K_0

Os aspetos anteriormente referidos, tornam-se ainda mais evidentes na observação da representação gráfica da evolução de K_0 com a tensão efetiva vertical, apresentada na Figura 4.6. Da qual, é claramente perceptível que o valor de K_0 apresenta comportamento linear e constante, na carga e nas recargas (para tensões efetivas verticais superiores à de pré-consolidação), ou seja, quando o solo se encontra normalmente consolidado. E comportamento não linear, nas descargas e nas recargas (para tensões efetivas verticais inferiores à de pré-consolidação), ou seja, quando o solo se encontra sobreconsolidado.


Figura 4.6 - Gráfico da evolução de K_0 com a tensão efetiva vertical

Verifica-se também, que na carga, K_0 parte do valor unitário, devido à tensão de consolidação isotrópica inicial, e decresce rapidamente para o valor mínimo constante, aproximadamente de 0,38. Nas descargas, verifica-se que o valor de K_0 aumenta gradualmente, mas a partir de determinado estado de tensões, que difere entre os processos de descarga, este converge para o valor máximo de 1,5. Nas recargas, verifica-se que o solo ao atingir novamente o

ramo de compressão virgem, o valor de K_0 diminui para estados mínimos de tensão diferentes do verificado na primeira carga. Esses valores são aproximadamente, de 0,415, na primeira recarga, e de 0,438, na segunda recarga. Esta verificação revela, que embora seja atingido o ramo de compressão virgem, o valor de K_0 atinge um estado mínimo de tensões diferente, dependente da tensão de pré-consolidação. Este valor será denominado pelo valor de K_0 normalmente consolidado na recarga, $K_{0,r}^{NC}$.

4.5 Comparação com outros autores

4.5.1 Apresentação de resultados

Dos gráficos anteriores utilizaram-se os resultados apresentados nos quadros seguintes. Optou-se por apresentar separadamente os ciclos da primeira carga, de descarga e de recarga. Assim, no Quadro 4.3, são apresentados os resultados da carga, no Quadro 4.4, os das descargas, e no Quadro 4.5, os das recargas. Em todos os quadros, apresentam-se os ciclos de carregamento, a condição do solo, a tensão efetiva vertical, o valor de OCR, o valor de OCR_{max} e o valor de K_0 experimental obtido. Em cada quadro, os resultados experimentais do presente estudo são comparados com os resultados provenientes das fórmulas empíricas.

Como referido anteriormente, a fórmula empírica de Jáky, 1944, depende do ângulo de resistência ao corte, ϕ' e aplica-se a solos normalmente consolidados. As fórmulas de Meyerhof, 1976, Mayne e Kulhawy(1), 1982, e Hanna et al., 2008, dependem do ângulo de resistência ao corte, ϕ' , e do valor de OCR, aplicáveis a situações de descarga. A de Mayne e Kulhawy (2), 1982, depende dos parâmetros já indicados e do valor de OCR_{max} . Embora tenha sido desenvolvida para recargas, esta fórmula é aplicável a qualquer estado de tensão, segundo Mayne e Kulhawy (1982).

Tal como já foi referido anteriormente, o valor do ângulo de resistência ao corte do solo ensaiado é de 38° . Os valores de OCR indicados para cada carregamento são obtidos a partir da razão entre a tensão de pré-consolidação e a tensão efetiva vertical correspondente. E os valores de OCR_{max} são obtidos a partir da razão entre a tensão de pré-consolidação com a tensão efetiva vertical mínima atingida.

Embora este não seja objetivo do presente estudo, apresentam-se os valores obtidos de K_0 para a areia normalmente consolidada a partir da fórmula empírica de Jáky, no Quadro 4.3. Pode observar-se, que o valor experimental de 0,38 para o valor experimental é sensivelmente o mesmo que 0,384 obtido com a fórmula de Jáky.

Presente Estudo						Outros Autores
Ciclo	Condição	σ'_1 (kPa)	OCR	OCR_{max}	K_0	K_0
						Jáky, 1944 (Equação 2.5)
1ª Carga	NC	525,260	1,0	1,0	0,380	0,384

Quadro 4.3 - Comparação dos resultados na carga

No Quadro 4.4, as três primeiras fórmulas empíricas indicadas, apesar de serem aplicadas a diferentes valores de OCR, resultam numa única curva, independentemente de se tratar de uma 1ª, 2ª ou 3ª descarga. No entanto, como já referido, a fórmula empírica de Mayne e Kulhawy (2), depende do valor de OCR_{max} , donde resultam valores diferentes para cada uma das descargas apresentadas. Esta situação acontece porque para cada ciclo de descarga, se atingem valores diferentes de OCR_{max} .

Ao longo das descargas, verifica-se que à medida que OCR e OCR_{max} aumentam, também aumenta K_0 . Estes valores são tratados graficamente mais adiante em 4.5.2.

No Quadro 4.5, aplicam-se as fórmulas empíricas de Jáky, e de Mayne e Kulhawy (2), a primeira, aos carregamentos correspondentes ao solo normalmente consolidado e a segunda ao solo sobreconsolidado. Tal como explicado anteriormente, da aplicação da fórmula de Mayne e Kulhawy (2), resultam valores que se aproximam a cada uma das recargas. O valor de OCR_{max} , provém da descarga anterior.

Dos dados apresentados, verifica-se que ao longo das recargas OCR e K_0 , diminuem.

Neste caso, embora se verifique que o solo volte a encontrar-se em condições normalmente consolidadas, o solo já esteve submetido previamente a uma história de tensões, pelo que se atinge valores de K_0 diferentes do apresentado no Quadro 4.3, designados por $K_{0,r}^{NC}$. Tal como se pode verificar, na 1ª recarga obtém-se o valor experimental de $K_{0,r}^{NC}$ de 0,415, superior ao obtido pela fórmula de Jáky, de 0,384, e ao obtido pela de Mayne e Kulhawy (2), de 0,405. Na 2ª recarga, obtém-se valores experimentais de 0,438, da fórmula de Jáky, o valor mantém-se, e da de Mayne e Kulhawy (2), 0,40. Note-se que a fórmula empírica de Jáky já não permite estimar adequadamente os valores de $K_{0,r}^{NC}$. Os resultados provenientes da fórmula de Mayne e Kulhawy (2), diminuem com o aumento do OCR_{max} , enquanto nos dados experimentais acontece o contrário.

Como anteriormente, estes resultados serão tratados graficamente em 4.5.3.

Presente Estudo						Outros Autores			
Ciclo	Condição	σ'_1 (kPa)	OCR	OCR_{max}	K_0	K_0			
						Meyerhof, 1976 (Equação 2.7)	Mayne e Kulhawy, 1982, (1) (Equação 2.9)	Hanna et al., 2008 (Equação 2.10)	Mayne e Kulhawy, 1982, (2) (Equação 2.11)
1ª Descarga	OC	500,00	1,051	1,051	0,393	0,394	0,396	0,393	0,396
		400,80	1,311	1,311	0,457	0,440	0,454	0,432	0,454
		300,10	1,750	1,750	0,558	0,508	0,542	0,490	0,542
		200,60	2,618	2,618	0,698	0,622	0,695	0,585	0,695
		105,56	4,976	4,976	0,980	0,857	1,032	0,773	1,032
		87,95	5,972	5,972	1,044	0,939	1,155	0,837	1,155
		70,03	7,500	7,500	1,200	1,053	1,329	0,925	1,329
		50,00	10,505	10,505	1,317	1,246	1,635	1,071	1,635
		40,00	13,132	13,132	1,396	1,393	1,876	1,180	1,876
		35,31	14,876	14,876	1,449	1,482	2,026	1,246	2,026
2ª Descarga	OC	508,72	1,211	14,876	0,437	0,423	0,432	0,418	0,430
		401,87	1,533		0,522	0,476	0,500	0,463	0,467
		300,92	2,047		0,649	0,550	0,597	0,525	0,527
		200,14	3,078		0,847	0,674	0,768	0,627	0,648
		123,62	4,984		1,124	0,858	1,033	0,774	0,870
		100,88	6,107		1,149	0,950	1,171	0,845	1,002
		70,42	8,749		1,225	1,137	1,461	0,989	1,310
		49,99	12,324		1,312	1,349	1,804	1,148	1,728
		40,78	15,108	15,108	1,382	1,494	2,045	1,254	2,045
		35,78	17,219	17,219	1,436	1,595	2,217	1,328	2,217
3ª Descarga	OC	1001,51	1,033	17,219	0,446	0,391	0,392	0,390	0,404
		901,69	1,147		0,478	0,412	0,418	0,408	0,417
		802,95	1,288		0,452	0,436	0,449	0,429	0,433
		698,46	1,481		0,542	0,468	0,489	0,456	0,454
		601,03	1,721		0,592	0,504	0,537	0,487	0,481
		505,53	2,046		0,608	0,550	0,597	0,525	0,517
		404,23	2,559		0,717	0,615	0,685	0,579	0,575
		300,87	3,438	20,511	0,868	0,713	0,822	0,658	0,673
		206,91	4,999		1,062	0,859	1,035	0,775	0,848
		166,67	6,206		1,087	0,957	1,183	0,851	0,983
		100,05	10,339		1,158	1,236	1,619	1,063	1,446
		70,69	14,633		1,228	1,470	2,005	1,237	1,927
		50,43	20,511		1,325	1,741	2,469	1,433	2,469
		40,53	25,522		1,404	1,942	2,824	1,576	2,824
		33,74	30,658	30,658	1,485	2,128	3,162	1,707	3,162

Quadro 4.4 - Comparação dos resultados nas descargas

Presente Estudo						Outros Autores	
Ciclo	Condição	σ'_1 (kPa)	OCR	OCR_{max}	K_0	K_0	
						Jáky, 1944 (Equação 2.5)	Mayne e Kulhawy, 1982 (2) (Equação 2.11)
1ª Recarga	OC	40,260	13,047	14,876	1,387	-	1,812
		50,000	10,505		1,312		1,515
		70,610	7,439		1,206		1,157
		88,600	5,928		1,062		0,981
		105,080	4,999		0,931		0,872
		200,500	2,620		0,575		0,594
		300,170	1,800		0,453		0,498
		405,820	1,294		0,444		0,439
		500,110	1,050		0,421		0,411
	NC	527,600 616,100	1,000		0,415*	0,384	0,405
2ª Recarga	OC	40,050	15,383	17,219	1,383	-	2,011
		50,470	12,207		1,309		1,655
		70,210	8,775		1,226		1,271
		100,520	6,129		1,153		0,975
		123,410	4,992		1,086		0,847
		200,910	3,067		0,818		0,632
		303,540	2,030		0,622		0,516
		402,420	1,531		0,536		0,460
		540,870	1,139		0,499		0,416
	NC	624,740 706,630 801,810 903,760 1001,820 1034,390	1,000		0,438*	0,384	0,400

* $K_{0,r}^{NC}$ - valor de K_0 normalmente consolidado na recarga

Quadro 4.5 - Comparação dos resultados nas recargas

4.5.2 K_0 durante as descargas

Para analisar a variação de K_0 com OCR nas descargas, construiu-se a Figura 4.7 (a partir do Quadro 4.4), na qual se representa a evolução do coeficiente de impulso em repouso com o grau de sobreconsolidação para o presente estudo e para os diferentes autores. Note-se que os resultados designados de 1ª, 2ª e 3ª descarga dizem respeito aos respetivos resultados experimentais, os

resultados apresentados para cada autor, correspondem à aplicação das respectivas fórmulas empíricas para ϕ' de 38° , e em função de OCR, e de OCR_{max} se for o caso.

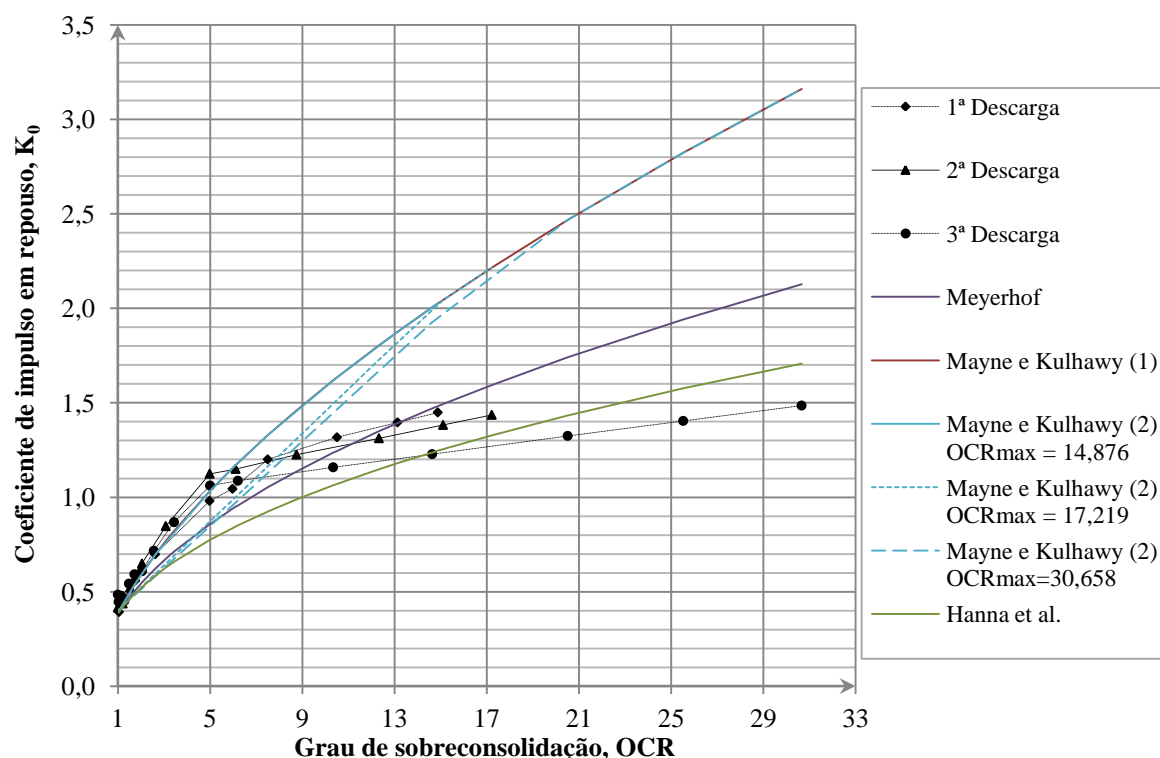


Figura 4.7 - Evolução de K_0 com OCR nas descargas

Da observação da Figura 4.7, verifica-se que o K_0 aumenta com o aumento de OCR à semelhança do que acontece com as propostas dos outros autores. É ainda possível distinguir dois comportamentos diferentes: para um valor de K_0 , até OCR de aproximadamente 5, os valores de K_0 apresentam trajetórias semelhantes para todas as descargas, para além deste valor e independentemente de OCR_{max} atingido, os valores de K_0 têm trajetórias ligeiramente diferentes, consoante as descargas, aumentado até o valor máximo de aproximadamente 1,5. Este valor máximo encontra-se de acordo com o verificado por Kjellman, 1936, referido por Mesri e Hayat (1993).

Da análise das propostas dos diferentes autores, verifica-se que nalguns casos existe uma razoável concordância com a trajetória de K_0 até sensivelmente ao valor de 1,0, correspondente a um OCR igual a 5. A partir deste valor, deixa de haver concordância com os valores de K_0 obtidos experimentalmente. No entanto, os autores não dão indicação sobre o valor máximo de OCR para o qual as suas propostas são aplicáveis, com a exceção da fórmula empírica admitida pelo EC7 (2010), igual à do autor Meyerhof, em que é mencionado que esta não é aplicável para valores de OCR muito elevados. Note-se que, as curvas provenientes da fórmula de Mayne e Kulhawy (2), tendem a afastar-se com o aumento da história de tensões.

Na Figura 4.8, representa-se graficamente a relação entre os valores de K_0 do presente estudo e os valores de K_0 de outros autores. Torna-se assim evidente que as fórmulas empíricas que mais se aproximam aos dados experimentais são as de Mayne e Kulhawy (1) e de Mayne e Kulhawy(2) na 1ª descarga, até valores de K_0 de aproximadamente 1,0, que coincide com o ponto de inflexão verificado na Figura 4.7, para OCR de aproximadamente 5. Os dados teóricos de Hanna et al. embora não apresentem uma boa aproximação à trajetória de K_0 para valores de OCR inferiores a 5, são os que menos se afastam dos dados experimentais, para OCR superior a 5.

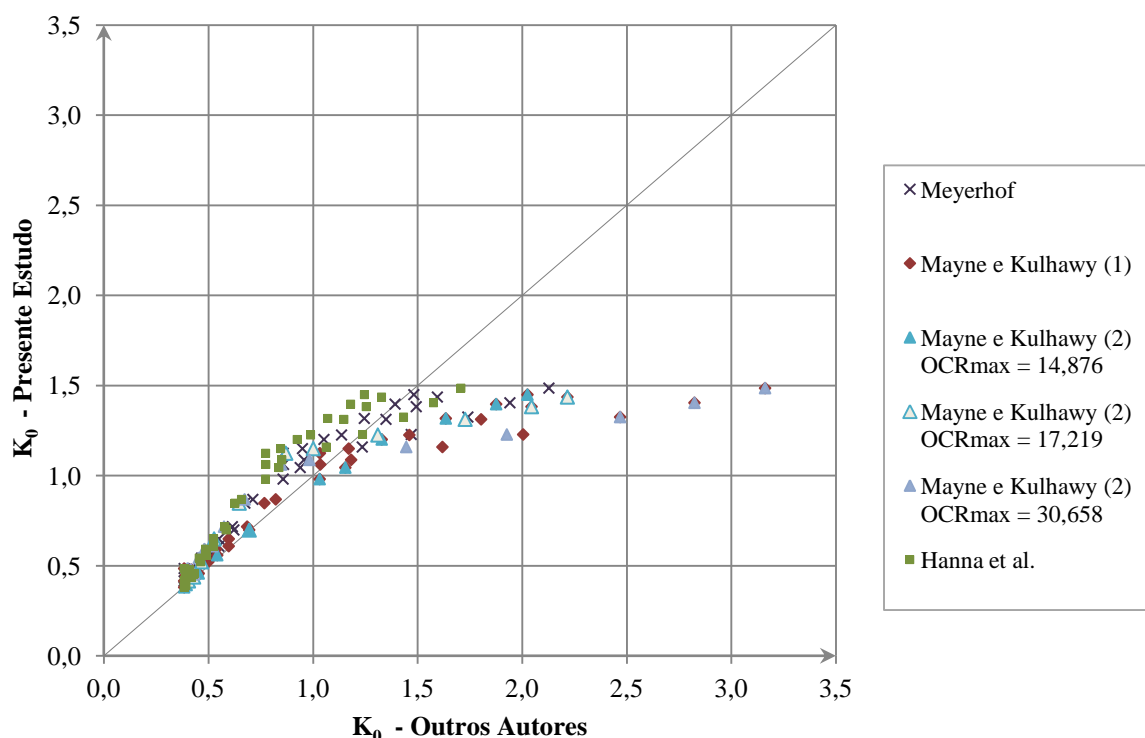


Figura 4.8 - Relação entre os valores de K_0 do presente estudo e os valores de K_0 de outros autores nas descargas

4.5.3 K_0 durante as recargas

Neste caso, pretende-se verificar a variação de K_0 com OCR nas recargas, através dos resultados apresentados no Quadro 4.5. Durante estes ciclos, tal como já foi referido, o solo abrange duas condições distintas, nomeadamente, sobreconsolidadas e normalmente consolidadas. Deste modo, será apresentado separadamente o estudo para os dois casos.

Solo OC

Para analisar a variação de K_0 com OCR nas recargas, construiu-se a Figura 4.9 (a partir do Quadro 4.5), na qual se representa a evolução do coeficiente de impulso em repouso com o grau de

sobreconsolidação para o presente estudo e para a fórmula (2) do autor Mayne e Kulhawy. Note-se que os resultados designados de 1ª e 2ª recarga dizem respeito aos respectivos resultados experimentais, os resultados apresentados para Mayne e Kulhawy (2), correspondem à aplicação da respetiva fórmula empírica em função de ϕ' de 38° , de OCR e de OCR_{max} .

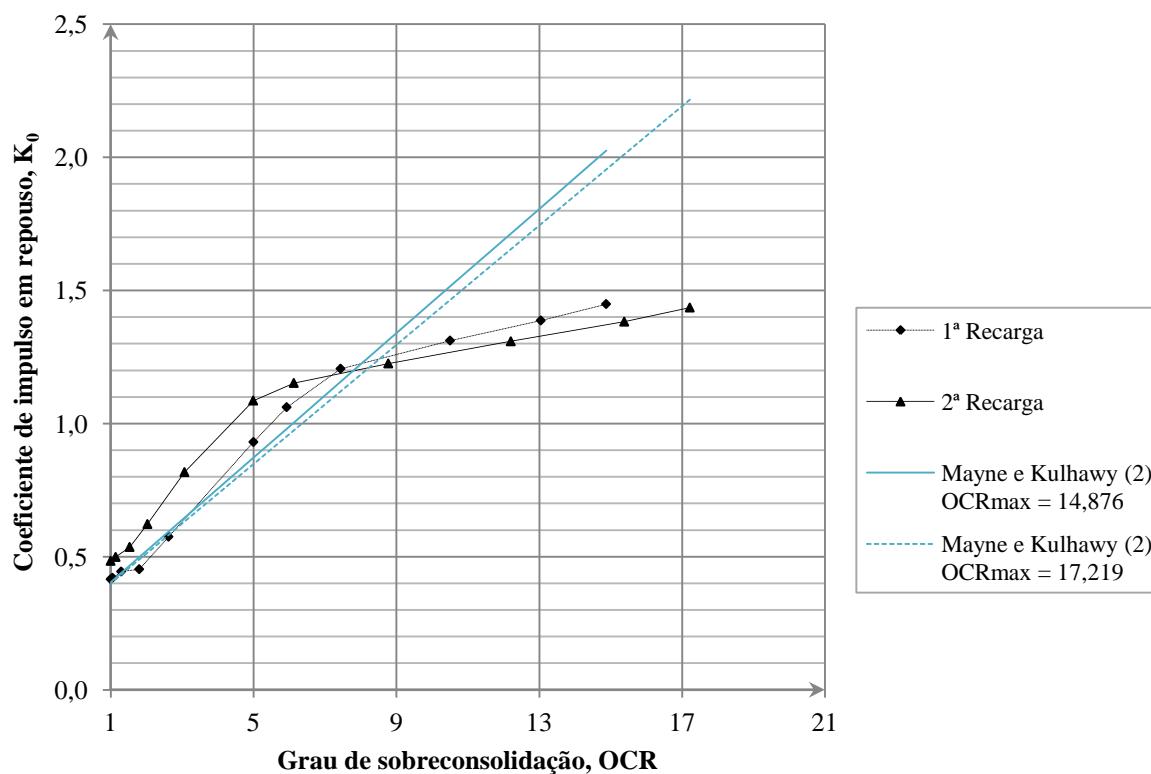


Figura 4.9 - Evolução de K_0 com OCR nas recargas

Da observação da Figura 4.9, verifica-se que K_0 diminui com a diminuição de OCR à semelhança do que acontece com a proposta de Mayne e Kulhawy (2). É ainda possível distinguir dois comportamentos diferentes para um valor de K_0 , até OCR de aproximadamente 5, os valores de K_0 apresentam trajetórias paralelas, para além deste valor e independentemente de OCR_{max} atingido, os valores de K_0 têm trajetórias ligeiramente diferentes, consoante as recargas, diminuindo do valor máximo de aproximadamente 1,5 atingido na descarga.

Da análise da proposta de Mayne e Kulhawy (2), verifica-se no caso da 1ª recarga que existe uma razoável concordância com a trajetória de K_0 até sensivelmente ao valor de 1,0, correspondente a um OCR igual a 5. Note-se que a história de tensões até o valor de OCR de aproximadamente 5, faz aumentar o valor de K_0 , e a proposta de Mayne e Kulhawy (2) faz diminuir o valor de K_0 . A partir de OCR de aproximadamente 5, deixa de haver concordância com os valores de K_0 obtidos experimentalmente. No entanto, os autores não dão indicação sobre o valor máximo de OCR para o qual as suas propostas são aplicáveis.

Na Figura 4.10, representa-se graficamente a relação entre os valores de K_0 do presente estudo e os valores de K_0 de outros autores, neste caso, só Mayne e Kulhawy (2). Torna-se assim evidente que os resultados para a 1ª recarga se aproximam mais dos valores experimentais, até aproximadamente o valor de K_0 de aproximadamente 1,0, para OCR de aproximadamente 5. No entanto, verifica-se que a partir do valor de K_0 de aproximadamente 1, correspondente aos valores do OCR superiores a 5, não se ajusta aos dados experimentais.

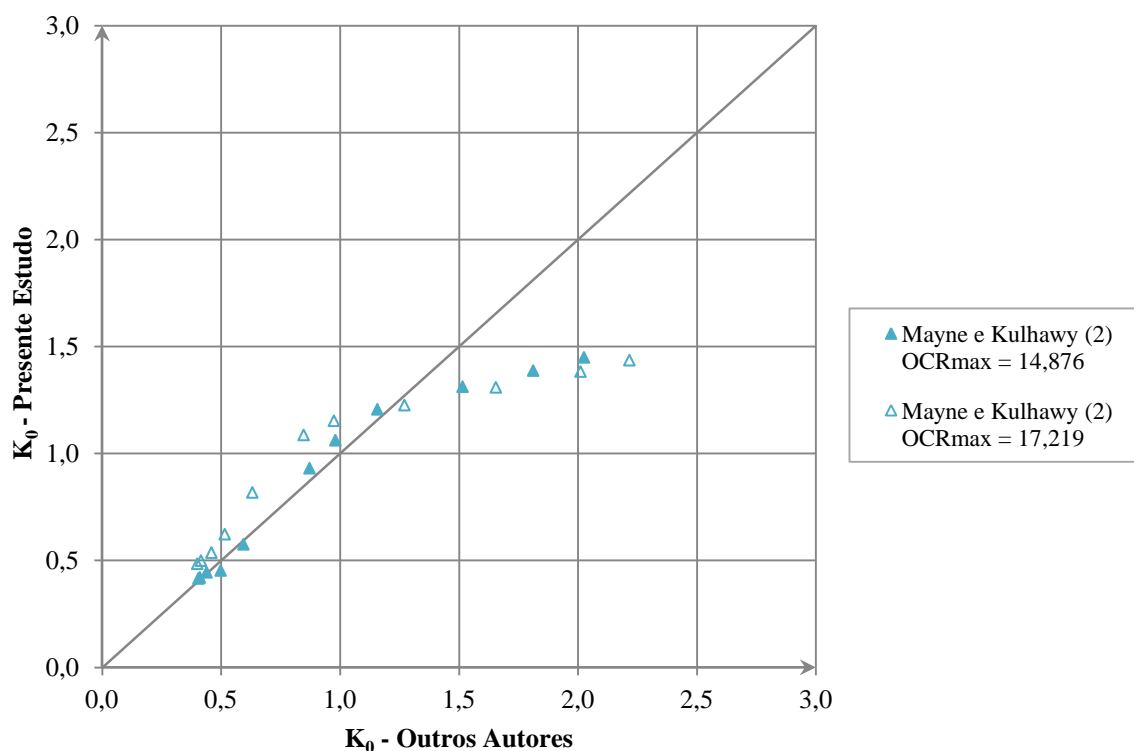


Figura 4.10 - Relação entre os valores de K_0 do presente estudo e os valores de K_0 de outros autores, nas recargas

Solo NC

Da análise da variação do valor de K_0 nas recargas, quando se atinge valores de OCR de 1, para o solo normalmente consolidado, verifica-se que o estado mínimo de tensões obtido, não é igual ao primeiro estado atingido na carga, pois tende a aumentar com a história de tensões.

4.6 Proposta de fórmulas empíricas para solos OC

4.6.1 Observações gerais

Na Figura 4.11, representou-se graficamente todos os resultados do coeficiente de impulso em repouso com a evolução do grau de sobreconsolidação, dado que, por clareza de exposição, não foram apresentados numa mesma figura, quando se efetuou a comparação com os outros autores.

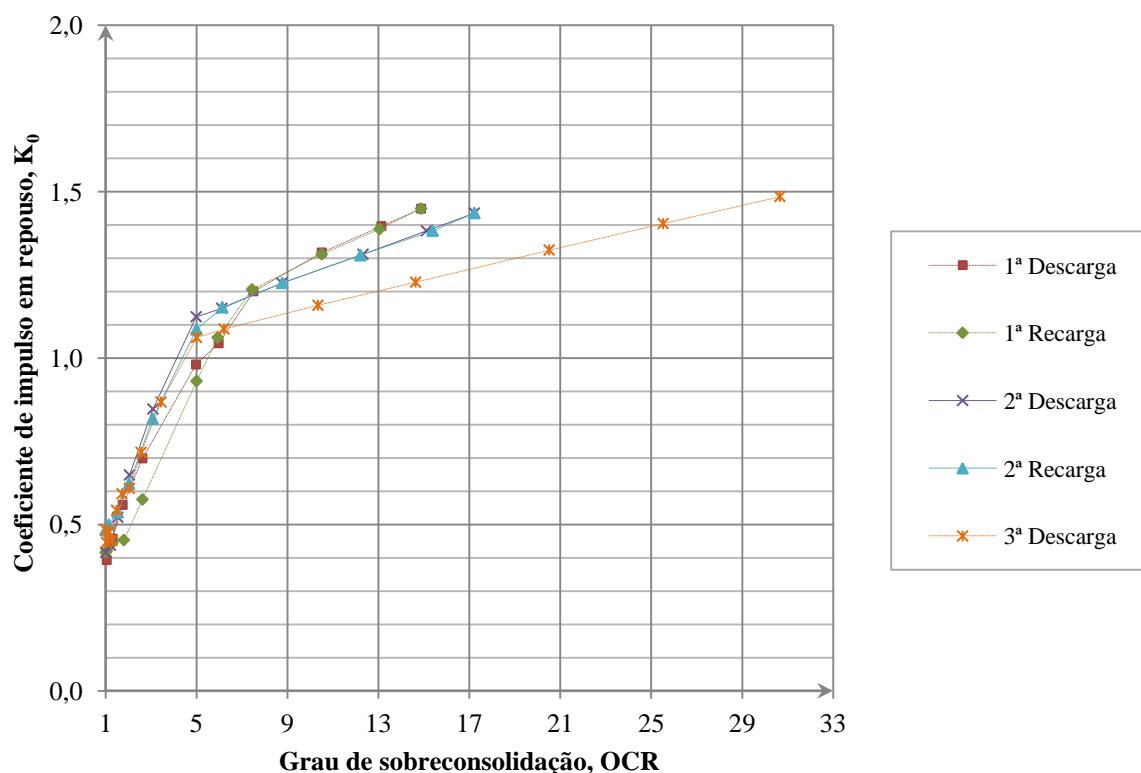


Figura 4.11 - Evolução de K_0 com OCR

Até valores de OCR de 5, com exceção da 1ª recarga, verifica-se que tanto as descargas como as recargas apresentam todas um comportamento muito próximo. A partir deste valor, verificam-se trajetórias de K_0 diferentes mas dependentes do OCR_{max} que tendem para o valor máximo K_0 de 1,5. No entanto, os dados da 1ª descarga encontram-se em concordância com os da 1ª recarga, e os da 2ª descarga com os da 2ª recarga.

Com base nestas observações, propõe-se uma análise integrada de todos os resultados obtidos, estudando tendências de comportamento e propondo fórmulas empíricas.

A acentuada diferença de trajetórias para valores de OCR inferiores e superiores a 5, leva a que este valor constitua uma fronteira para as propostas apresentadas em seguida.

4.6.2 K_0 durante as descargas

OCR inferior a 5

Para valores de OCR inferiores a 5, representou-se graficamente a evolução do coeficiente de impulso em repouso com o grau de sobreconsolidação, através da Figura 4.12, para todas as descargas.

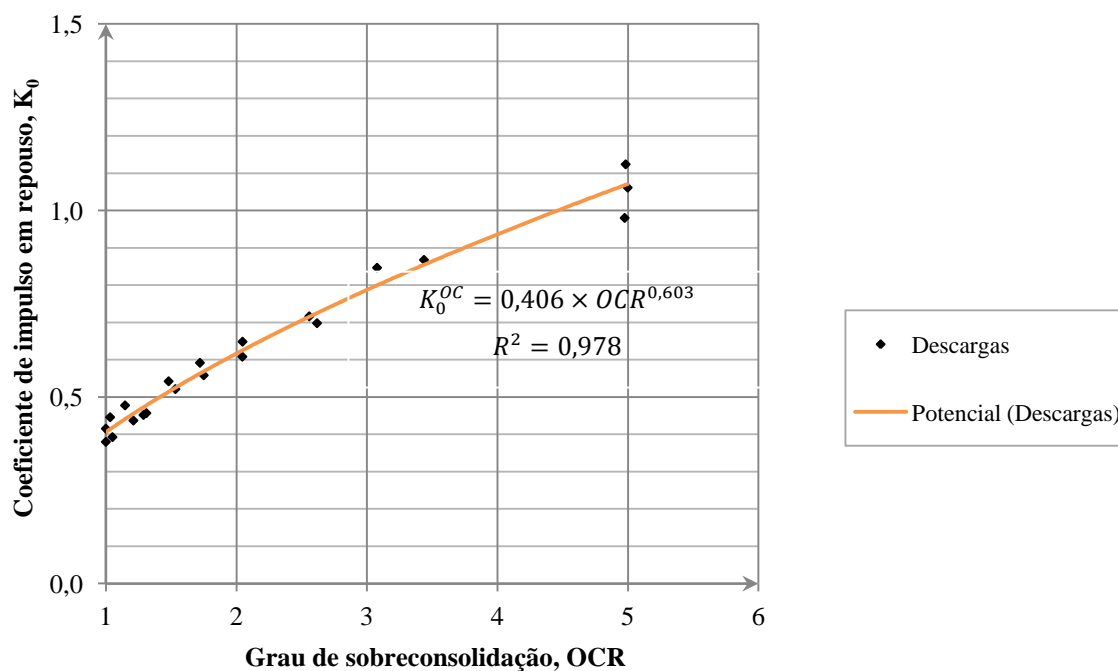


Figura 4.12 - Gráfico da evolução de K_0 com OCR nas descargas, para OCR < 5

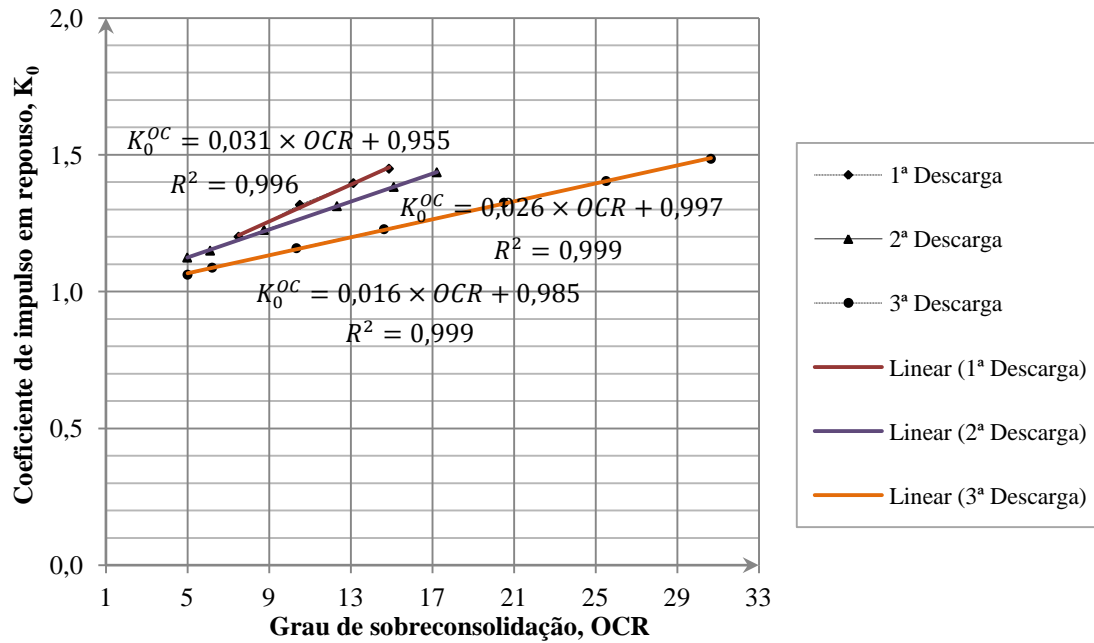
Aos valores obtidos foi possível ajustar a equação apresentada na Figura 4.12.

Deste modo, admite-se que, para as descargas, a expressão de Mayne e Kulhawy (1) é válida, mas apenas para valores de OCR inferiores a 5:

$$K_0^{OC} = (1 - \sin \phi') \times OCR^{\sin \phi'} \quad \text{para } OCR < 5 \quad \text{Equação 4.1}$$

OCR superior a 5

Para valores de OCR superiores a 5, representou-se a evolução do coeficiente de impulso em repouso com o grau de sobreconsolidação, na Figura 4.13, verificando-se a convergência de todas as trajetórias para o valor máximo K_0 de 1,5, como já referido. Assinala-se também que quanto maior o valor de OCR menor é a inclinação da trajetória de K_0 . No entanto, na Figura 4.11 foi possível observar que na 1ª descarga, o alinhamento reto, não se inicia logo no ponto OCR=5, pelo que no ajuste apresentado foram desprezados os dois primeiros pontos.


 Figura 4.13 - Gráfico da evolução de K_0 com OCR nas descargas, para $OCR > 5$

Para cada uma das descargas, foi assim possível ajustar as equações apresentadas na Figura 4.13.

Deste modo admite-se como válida, para as descargas, a seguinte expressão:

$$K_0^{OC} = a \times OCR + 1 \text{ para } OCR > 5 \text{ e } K_0^{OC} \leq 1,5 \quad \text{Equação 4.2}$$

Em que, a , é o parâmetro que varia consoante a descarga considerada, ou seja, do OCR_{\max} obtido. Os valores do parâmetro a para o solo estudado são apresentados no Quadro 4.6. Para valores intermédios de OCR_{\max} , pode-se obter a por interpolação linear.

Ciclo	OCR_{\max}	a
1ª Descarga	15,108	0,031
2ª Descarga	17,219	0,026
3ª Descarga	30,658	0,016

 Quadro 4.6 - Parâmetro a em função do OCR_{\max}

4.6.3 K_0 durante as recargas

OCR inferior a 5

Para valores de OCR inferiores a 5, representou-se graficamente a evolução do coeficiente de impulso em repouso com o grau de sobreconsolidação, através da Figura 4.14 para as duas recargas efetuadas. Apesar de, tal como se verificou da Figura 4.11, a 2ª recarga apresenta um comportamento idêntico às das descargas, optou-se por dar neste caso um tratamento diferente, dada a diferença de comportamento das duas recargas.

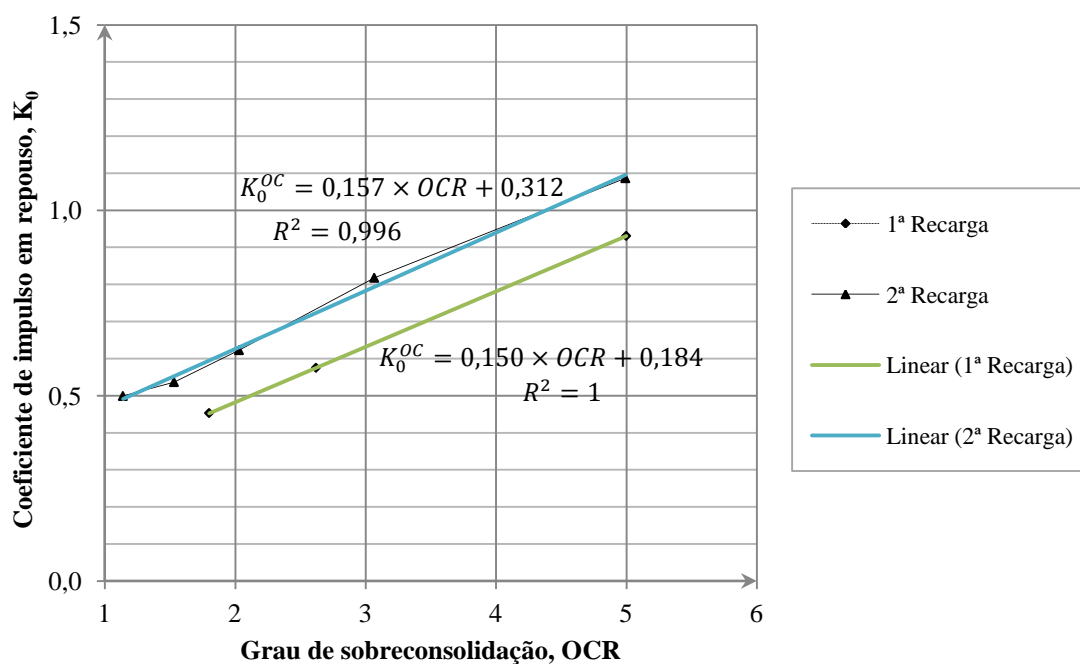


Figura 4.14 - Evolução de K_0 com OCR nas recargas, para $OCR < 5$

Assim, para este caso, a partir de graus de sobreconsolidação superiores a 1,5, as trajetórias de K_0 são sensivelmente paralelas pelo que aproximações lineares, constituíram as soluções mais aproximadas. Assim, para cada uma das descargas foi possível apresentar as equações da Figura 4.14.

Deste modo, admite-se para as recargas a expressão:

$$K_0^{OC} = b \times OCR + c \text{ para } OCR < 5$$

Equação 4.3

Em que, b é a inclinação dada pela reta que melhor se adapta aos valores da Equação 4.1 para $OCR < 5$ (neste caso sensivelmente 0,155) e c é um parâmetro que depende da recarga considerada, ou seja, do OCR_{max} .

Ciclo	OCR_{max}	c
1ª Recarga	15,108	0,184
2ª Recarga	17,219	0,312

Quadro 4.7 - Parâmetro c em função de OCR_{max}

OCR superior a 5

Para valores de OCR superiores a 5, verificou-se na Figura 4.11, que ambas as recargas apresentam uma concordância perfeita com as respectivas descargas, pelo que se admite que as equações apresentadas para cada uma das descargas são também válidas para estimar os valores de K_0 para valores de OCR superiores a 5 para recargas.

4.6.4 Enquadramento e validade das expressões adotadas

A areia estudada neste trabalho foi sujeita a três ciclos de carga e três de descarga. Da variação de K_0 com OCR, para todos os tipos de carregamento, apresentada na Figura 4.11, note-se claramente uma separação no comportamento para $OCR=5$, valor este que serviu de base a uma clara separação nas expressões propostas.

Crê-se que um valor de referência semelhante poderá ser determinado para outros solos arenosos, para os quais esse valor de OCR será o que corresponder a $K_0 = 1$, ou seja, como referido no Capítulo 2, quando a tensão horizontal passa a ser a tensão principal máxima, Wood (1990) propôs um gráfico, apresentado na Figura 4.15 na qual indica o grau de sobreconsolidação para $K_0^{OC}=1$ para diferentes solos em função de ϕ' e de K_0^{NC} . Colocando nesta figura os valores de $K_0^{NC} = 0,38$ e $\sin \phi' = 0,61$ correspondente à areia estudada, obtém-se o valor de OCR de 5.

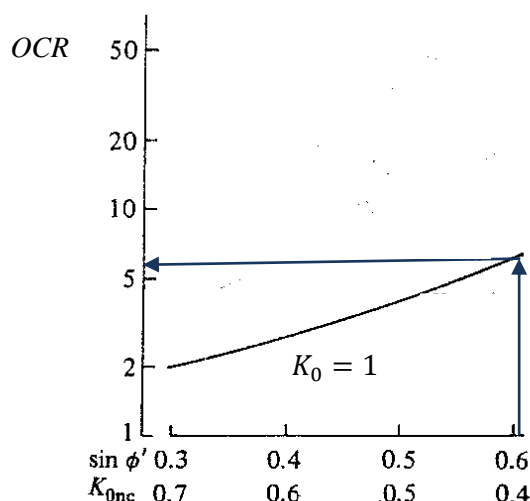


Figura 4.15 - Estimativa do grau de sobreconsolidação para $K_0=1$ em função do ângulo de resistência ao corte do solo, reformulada de Wood (1990)

Neste sentido, a estimativa do valor de K_0 para solos arenosos sobreconsolidados segue os seguintes passos:

- Estimativa do grau de sobreconsolidação;
- Aplicação da Figura 4.15 para, em função do ângulo de resistência ao corte verificar se o OCR calculado corresponde a K_0 maior ou menor que 1;
- No caso de K_0 ser menor que 1 aplicar a expressão:

$$K_0^{OC} = (1 - \sin \phi') \times OCR^{\sin \phi'} \quad (\text{válida para } K_0^{OC} \leq 1) \quad \text{Equação 4.1}$$

- a) Se se tratar de descargas, obtém-se o valor de K_0^{OC} directamente.
- b) Se se tratar de recargas, aplica-se a expressão:

$$K_0^{OC} = b \times OCR + c \quad (\text{válida para } K_0^{OC} \leq 1) \quad \text{Equação 4.3}$$

Em que b é a inclinação da reta que melhor se ajusta à curva definida pela Equação 4.1 e c toma valores diferentes, dependentes de OCR_{max} , consoante a recarga considerada. No caso da areia deste trabalho os valores de c encontram-se no Quadro 4.7.

- No caso de K_0 ser maior que 1, aplica-se quer para descargas, quer para recargas a expressão:

$$K_0^{OC} = a \times OCR + 1 \quad (\text{válida para } 1 < K_0^{OC} \leq 1,5) \quad \text{Equação 4.2}$$

Em que a toma valores diferentes, dependentes de OCR_{max} , consoante a recarga/descarga considerada. K_0^{OC} para OCR_{max} é sempre igual a 1,5. No caso da areia deste trabalho, os valores de

a encontram-se no Quadro 4.6, podendo obter-se por interpolação linear valores a para OCR_{max} que não constam do quadro.

5. Conclusões e Sugestões para Desenvolvimentos

Futuros

No presente documento pretendeu-se verificar a variação do coeficiente de impulso em repouso com o grau de sobreconsolidação em areias, através da execução de ensaios triaxiais de consolidação K_0 .

Do estudo desenvolvido ao longo deste documento foi possível concluir:

- A condição estrita de deformação radial nula não é necessária para a obtenção de resultados de K_0 credíveis. No presente trabalho, o limite imposto por Eliadorani e Vaid (2005) para a razão entre deformações radiais e axiais, $\varepsilon_3/\varepsilon_1$, de 3 a 5% foi excedido apenas numa fase inicial dos ensaios triaxiais de consolidação K_0 (diminuindo ao longo dos consecutivos ciclos de carga-descarga realizados) não sendo influenciado o valor de K_0 .
- A taxa de carregamento influencia a dissipação do excesso de pressão intersticial. E ainda, que a história de tensões no solo, ou seja, o aumento do grau de sobreconsolidação, influencia o excesso de pressão intersticial desenvolvido no interior do provete. No presente estudo, considera-se a taxa de carregamento de 6kPa/h aceitável.
- No primeiro carregamento do solo, em condições K_0 , no ramo de compressão virgem, o valor de K_0 apresenta o seu valor mínimo, de acordo com Zhang et al. (1998).
- Em solos sobreconsolidados, Hanna et al.(2008) entre outros autores, concluíram que o valor de K_0 aumenta significativamente com OCR. No entanto, no presente estudo, constata-se que este aspeto deixa de se verificar a partir do valor de OCR de aproximadamente 5.

- Para valores de OCR superiores a 5, verifica-se que a trajetória de tensões converge sempre para o mesmo valor de K_0 de 1,5, independentemente do OCR_{max} obtido.
- Ao longo dos ciclos de carga-descarga estudados verifica-se que o valor de K_0 tende a aumentar. Este comportamento encontra-se relacionado com a história de tensões sofrida pelo solo, ou seja, pelos valores de OCR e OCR_{max} atingidos. Este aspeto já foi outrora verificado, num ciclo de carga-descarga-recarga realizado por Mayne e Kulhawy (1982), no qual, afirmam que, para a recarga, a variação de K_0 pode ser estimada através do conhecimento do ângulo de resistência ao corte, ϕ' , e da história de tensões através de OCR e OCR_{max} .
- Nas recargas, quando o solo volta a atingir o ramo de compressão virgem, verifica-se que o valor de K_0 diminui para um valor mínimo, mas superior ao valor obtido na primeira carga, devido à história de tensões sofrida.
- A fórmula empírica de Meyerhof, 1976, que é igual à considerada como válida pelo EC7(2010), e a de Hanna et al. (2008) subestimam o valor de K_0 .
- A fórmula empírica de Mayne e Kulhawy (1982) adotada a partir do estudo de Schmidt, 1967, estima adequadamente o valor de K_0 para as descargas até um valor de OCR de aproximadamente 5, correspondente ao K_0 unitário.
- A fórmula empírica de Mayne e Kulhawy (1982) que depende do OCR_{max} , permite estimar adequadamente o valor de K_0 para a areia Toyoura normalmente consolidada, sem ter sofrido previamente qualquer história de tensões. Permite também estimar adequadamente, o valor de K_0 na primeira descarga e primeira recarga, mas ambas apenas até ao valor de OCR de aproximadamente 5.
- Os resultados deste trabalho permitem distinguir claramente as diferenças de comportamento, para valores de OCR menores ou maiores que um determinado valor, correspondente ao OCR para $K_0^{OC} = 1$.
- As expressões empíricas propostas têm em conta, quer este limite, quer o facto de se ter encontrado diferenças de comportamento entre as duas recargas para valores de $K_0^{OC} < 1$.
- Para valores de K_0^{OC} inferiores à unidade, a fórmula de Mayne e Kulhawy (1982), Equação 4.1, é a que melhor representa os resultados obtidos para as descargas e recargas, mas apenas até $K_0^{OC} < 1$.
- Para valores de K_0^{OC} superiores à unidade, propôs-se uma nova expressão, Equação 4.2, que não depende do ângulo de resistência ao corte, mas do valor de OCR e de OCR_{max} .

Para desenvolvimentos futuros sugere-se:

- O estudo dos métodos de preparação de provetes com solo arenoso em laboratório.
- O estudo da taxa de carregamento com o grau de sobreconsolidação.
- A realização de ensaios triaxiais de consolidação K_0 com maior número de ciclos de carga-descarga e com graus de sobreconsolidação superiores, por forma a entender o comportamento de K_0 quando o solo é solicitado com gamas de tensões superiores.
- O estudo da influência do índice de vazios na realização de ensaios triaxiais de consolidação K_0 .
- Verificar a aplicabilidade das expressões propostas para outros materiais arenosos.
- Estabelecer modelos constitutivos a partir dos dados obtidos em laboratório com aplicabilidade a casos reais.

6. Referências Bibliográficas

Budhu, (2000) - Budhu, M., 2000, *Soils Mechanics and Foundations*, John Wiley & Sons, INC.

Duval (1994) - Duval, J. I., 1994, "A laboratory investigation of lateral stresses during consolidation of San Francisco Bay mud", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Ciências de Engenharia Civil, Universidade de Washington.

EC 7 (2010) - NP EN 1997-1 (2010), "Eurocódigo 7 - Projecto geotécnico, Parte 1: Regras gerais", CEN, Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

Eliadorani e Vaid, (2005) - Eliadorani, A. A. e Vaid, Y. P., "The measurement of K_0 , the coefficient of earth pressure at rest by strain path loading technique", pp. 345-348.

Faneco, (2011) - Faneco, J. S. M. O., 2011, "Determinação em Laboratório do Coeficiente de Impulso em Repouso", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil (Perfil de Geotecnia), Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

Fukagawa e Ohta, (1988) - Fukagawa, R. e Ohta, H., 1988, "Effect of some factors on K_0 -value of a sand", *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 4, pp. 93-106.

Guo (2010) - Guo, P., 2010, "Effect of density and compressibility on K_0 of cohesionless soils", *Acta Geotechnica*, McMaster University, Canada, No.5, pp. 225-238.

Hanna et al., (2008) - Hanna, A. e Al-Romhein, R., 2008, "At-rest earth pressure of overconsolidated cohesionless soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.134, No. 3, pp.408-412.

Lirer et al, (2011) - Lirer, S., Flora, A. e Nicotera, M. V., 2010, "Some remarks on the coefficient of earth pressure at rest in compacted sandy gravel", *Acta geotechnica*, Vol. 6, pp. 1-12.

Lo e Chu, (1991) - Lo, S-C. R. e Chu, J., 1991, "The measurement of K_0 by triaxial strain path testing", *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 2, pp. 181-187.

Mayne e Kulhawy (1982) - Mayne, P. W. e Kulhawy, F. H., 1982, " K_0 -OCR relationships in soil", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, 108(GT6), pp.851-872.

Mesri e Hayat (1993) - Mesri, G. e Hayat, T. M., 1993, "The coefficient of earth pressure at rest", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30, pp. 647-660.

Michalowski, (2005) - Michalowski, R., 2005, "Coefficient of earth pressure at rest", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.131, No. 11, pp.1429-1433.

Okochi e Tatsuoka, (1984) - Okochi, Y. e Tatsuoka, F., 1984, "Some factors affecting K_0 -values of sand measured in triaxial cell", *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 3, pp. 52-68.

Santa Maria (2002) - Santa Maria, F., 2002, "Estudo reológico experimental do coeficiente de empuxo em repouso, K_0 ", Tese de pós graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Shahnazari et al., (2010) - Shahnazari, H., Dehnavi, Y. e Alavi, A. H., 2010, "Numerical modeling of stress-strain behavior of sand under cyclic loading", *Engineering Geology*, Vol.116, No. 1-2, pp.53-72.

Siddique et al (1995) - Siddique, A., Clayton, C. R. I. e Hopper, R. J., 1995, "A numerical investigation of rate of loading for K_0 -consolidation of London clay", *Journal of the Civil Engineering Division*, Vol. CE 29, No. 1, pp. 19-29.

Teerachaiikulpanich, et al., (2007) - Teerachaiikulpanich, N., Okumura, S., Matsunaga, K. e Ohta, H., 2007, "Estimation of coefficient of earth pressure at rest using modified oedometer test", *Soils and Foundations*, Vol. 47, No. 2, pp. 349-360.

Vardhanabhuti et al. (2009) - Vardhanabhuti, B., Watanabe, S. e Otha, H., 2009, "Estimating K_0 -value of natural soft cla deposit using COWK triaxial appartus", *Proceedings of the Sixth Regional Symposium on Infrastrusture Development*, Bangkok, Thailand, GEO-27.

Wood, (1990) - Wood, D. M., 1990, *Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press.

Yamamuro et al., (1996) - Yamamuro, J. A., Bopp, P. A. e Lade, P. V., 1996, "One-dimensional compression of sands at high pressures", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 22, No. 2, pp. 147-154.

Yin e Cheng, (2006) - Yin, J-H. e Cheng, C-M., 2006, "Comparison of strain-rate dependent stress-strain behavior from K_0 -consolidated compression and extension tests on natural Hong Kong marine deposits", *Marine Georesources and Geotechnology*, Vol. 24, pp. 119-147.

Zhang et al., (1998) - Zhang, J-M, Shamoto, Y. e Tokimatsu, K., 1998, "Evaluation of earth pressure under any lateral deformation", *Soils and Foundations*, Vol.38, No. 1, pp.15-33.

Zhao et al., (2011) - Zhao, X-D., Zhou, G-Z., Shang, X-Y. e Chen, G-Q., 2011, "Earth pressure coefficient at rest during secondary compression", Central South University Press and Springer-Verlag Berlin Heidelberg, pp.2115-2121.

ANEXOS

ANEXO I

Preparação do ensaio triaxial de consolidação K_0

Os provetes são reconstituídos com areia Touyora, apresentada na Figura A.1., e apresentam as características do Quadro A.1.

e_0	D (mm)	h (m m)	V_0 (cm ³)	V_v (cm ³)	γ_d (kN/m ³)	W_s (kN)	Peso de areia (g)	N	Peso por camada (g)	h_c (mm)
0,7	70	134	515,69	212,35	15,59	$8,04 \times 10^{-3}$	803,87	4	200,97	33,5
0,9				244,27	13,95	$7,19 \times 10^{-3}$	719,26		179,81	
e ₀ - índice de vazios inicial D - diâmetro h - altura			V ₀ - volume inicial V _v - volume de vazios γ_d - peso volúmico seco			W _s - peso de areia N - nº de camadas de areia h _c - altura crítica				

Quadro A.1 - Características dos provetes



Figura A.1 - Areia utilizada na montagem do provete

Os provetes foram montados com a bomba de vácuo ligada, de forma a garantir a aderência da membrana ao molde tripartido durante a montagem do provete, como apresentado na Figura A.2.

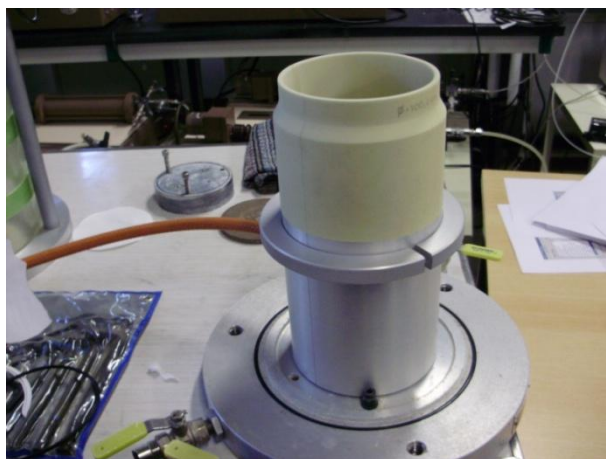


Figura A.2 - Molde tripartido com a membrana

Na Figura A.3, apresenta-se o aspeto do provete montado, antes de ser colocada a câmara triaxial.



Figura A.3 - Aspeto do provete montado

A saturação do provete foi iniciada com a introdução de CO_2 , durante 2h, pela contrapressão.

Realizando-se fases de saturação intercaladas de consolidação, permitindo um aumento controlado e faseado da pressão na câmara e da contra-pressão.

A verificação da saturação foi realizada através da medição do parâmetro B de Skempton, considerando-se o provete saturado quando se obteve um valor de B superior a 95%.

ANEXO II

Boletim de Ensaios

Ensaio	Índice de vazios, e	Consolidação isotrópica					Ensaio de consolidação K_0						
		Pressão na câmara, $CP(kPa)$	Contra-pressão, $BP(kPa)$	Pressão intersticial, $U(kPa)$	Estado de tensões isotrópicas		Carregamento (kPa)	Taxa de carregamento (kPa/h)	Valores objetivo			Valores atingidos	
					Tensão efetiva horizontal, $\sigma'_3(kPa)$	Tensão efetiva vertical, $\sigma'_1(kPa)$			Pressão na câmara, $CP(kPa)$	Duração do ensaio (min)	Contra-pressão, $BP(kPa)$	Tensão efetiva vertical, $\sigma'_1(kPa)$	OCR
0903CK ₀	0,9	550	540	553	-2,96		300	3	853	6000	constante	750	2
							200		753	2000		420	
							400		953	4000		815	2
							300		853	2000		460	
							500		1053	4000		905	
1904CK ₀	0,7	340	330	333	8,48		200	3,0/3,5/4,0	533	3500	constante	396	2
							50	4,0	383	2250		249	
							300	4,0/4,5	633	3408		920	4
							50	4,5	383	3333		260	

						400	5,0/5,5	733	4100		1096	4
						50	5,5	383	3818		250	
						500	6	833	4500		1178	5
						50	6	383	4500		248	
2105CK ₀	0,7	550	540	545	6,0	200	6	745	2000	constante	520	6
						50		595	1500		81	
						300		845	2500		773	8
						50		595	2500		92	
0507CK ₀	0,7	681	670	680	1,95	200	6	880	2000	constante	525	15
						50		730	1500		35	
						300		980	2500		617	18
						50		730	2500		36	
						500		1180	4500		1044	30
						50		730	4500		34	
						700		1380	6500		1507	44
						50		730	6500		34	
						800		1480	7500		1100	14
						50		730	7500		79	

2509CK ₀	0,7	670	660	664	11,83	700	4,5	1364	9333	constante	1827	35
						50	3,5	724	11143		53	

